

Hydraulische Wirksamkeit und Seegangsbelastung senkrechter Wellenschutzbauwerke mit durchlässiger Front

Vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigte

Dissertation

von Dipl.-Ing. Hendrik Bergmann
aus Hamburg

Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. H. Oumeraci Prof. Dr.-Ing. M. Belorgey (Université de Caen)
Prüfer:	Prof. Dr.-Ing. Dinkler
Eingereicht am:	30. Juni 2000
Mündliche Prüfung:	02. Oktober 2000

Die nachstehende Arbeit ist veröffentlicht in:

- elektronischer Form unter <http://www.biblio.tu-bs.de>
- den Mitteilungen des Leichtweiß - Institutes für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Heft 147

Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter der Abteilung Hydromechanik und Küsteningenieurwesen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau (LWI) der Technischen Universität Braunschweig. Die zugrunde liegenden hydraulischen Modelluntersuchungen fanden im Rahmen eines vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) geförderten Forschungsprojektes ("Optimierung von vertikalen Seegangsabsorbern für Küstenschutz sowie Wellendämpfung in Häfen und Binnenwasserstraßen") statt.

Die erfolgreiche und zügige Realisierung der aufwendigen Modellaufbauten im großen Wellenkanal (GWK) in Hannover wurde insbesondere durch die kooperative Zusammenarbeit mit den Kollegen vom Institut für Schiffs- und Meerestechnik der Technischen Universität Berlin sowie durch das Engagement der technischen Mitarbeiter des LWI ermöglicht. Zusätzlich wurden die Arbeiten wesentlich von der Betriebsgruppe des Forschungszentrums Küste, unter Führung des früheren Betriebsleiters Dr. -Ing. Tautenhain und dessen Nachfolger Herrn Grüne, unterstützt.

Mit meinen Kollegen konnte ich angeregte und motivierende Diskussionen führen, die das wissenschaftliche Vorankommen stark forcierten, wobei ich bezüglich der vorliegenden Thematik Gunnar Koether (der mit mir zudem lange Tage im GWK teilte) und Markus Muttray hervorheben möchte.

Wesentliche Impulse hinsichtlich der Wahl des Forschungsschwerpunktes verdanke ich meinem Doktorvater Prof. Dr. -Ing. Hocine Oumeraci, der zusätzlich im konstruktiven fachlichen Austausch wichtige Hinweise geliefert und durch seine Unnachgiebigkeit den wissenschaftlichen Erfolg dieser Arbeit entscheidend geprägt hat.

Besonders erfreut war ich über die engagierte Bereitschaft zur gutachterlichen Stellungnahme von Prof. Dr. -Ing. Michel Belorgey der Université de Caen (Normandie), dessen fachliche Kenntnisse mir wichtige Anregungen geliefert haben.

Herrn Dr. -Ing. Dette danke ich für das in mich gesetzte Vertrauen und für die fachliche Begleitung der ersten Jahre meiner Tätigkeit am Institut.

Neben den hier Genannten möchte ich besonders meiner Familie, aber auch meinen Freunden für deren Unterstützung und Nachsicht ganz herzlich danken.

Braunschweig, 14.12.2000

Hendrik Bergmann

Kurzfassung:

Die weltweite Entwicklung im Schiffsverkehr erfordert zunehmend größere Wassertiefen in den Häfen. Hierfür stellen traditionelle geschüttete Wellenbrecher - bei denen das Bauvolumen überproportional mit Zunahme der Wassertiefe ansteigt - häufig unwirtschaftliche Lösungen dar, so dass vermehrt vertikale Strukturen eingesetzt werden. Ein Nachteil dieser Bauwerke ist jedoch die ausgeprägte Reflexion des Seegangs an der Bauwerksfront, wodurch das Wellenfeld vor der Struktur stark aufgestellt wird und extreme dynamische Bauwerkslasten induziert werden können. Neuartige Bauwerke mit durchlässiger Front sind sehr gut geeignet, die Reflexionseigenschaften vertikaler Strukturen signifikant zu verbessern. Die Kombination einer oder mehrerer durchlässiger Wände unterschiedlicher Porosität zu einem Kammersystem ermöglicht neben dem Ausschluß der Wellentransmission eine Maximierung der Wellendämpfung. Ein solches Wellenschutzbauwerk funktioniert dabei ähnlich der "schallschluckenden" Wandelemente in der Bauakustik. Anhand durchgeführter großmaßstäblicher Versuche im hydraulischen Modell werden neue relevante Erkenntnisse hinsichtlich der hydraulischen Wirksamkeit und der Wellenbelastung solcher Strukturen abgeleitet und verbesserte Grundlagen für deren sichere und wirtschaftliche Bemessung vorgestellt. Für durchlässige Einzelwände werden Berechnungsansätze zur Ermittlung der Wasserspiegelauslenkungen, der Druckverteilung und der hydraulischen Wirksamkeit entwickelt, die zu sehr guten Ergebnissen führen. Darüber hinaus werden die an der Wellendämpfung in Kammersystemen beteiligten Mechanismen analysiert, deren Kenntnis als Basis für zukünftige Untersuchungen von hoher Bedeutung ist. Kammersysteme bewirken durch die Zerlegung der Wellen an den einzelnen Wänden des Bauwerks (u.a.) eine starke Verbesserung der Reflexionseigenschaften und eine Reduzierung der Bauwerkslasten. Mehrkammersysteme sind zudem aufgrund der geringen Selektivität gegenüber der Frequenz des einlaufenden Seegangs den Einkammersystemen überlegen.

Abstract:

The world wide demand for larger, more economic container ships necessitates a sufficient nautical depth in harbour basins. For this purpose, the traditional rubble mound breakwater often does not provide economic solutions, so that monolithic vertical structures have to be considered. The main disadvantage of this structure type are high reflections of the incoming waves at the vertical impermeable front face, causing a partial standing wave field of high steepness (navigation aspects) and strong dynamic wave forces acting on the structure itself. New innovative breakwaters with a permeable structure front allow for a significant improvement of the reflection properties. The damping effect of wave chambers was originally adapted from the field of acoustics. Chambered structures consisting of several permeable vertical walls of varying porosity are capable of eliminating the wave transmission and result in maximum wave damping, if properly designed. On the basis of a comprehensive large scale test programme, new findings related to the hydraulic performance and mechanism as well as to the wave loads are presented in this study. For single perforated walls new approaches regarding the calculation of water surface elevations, the hydraulic performance and of the wave induced pressure distribution at the structure itself are evolved and show excellent agreement with the measurements. Moreover, the main mechanisms of wave damping in chamber systems are investigated, which provide a sound basis for future research. Chamber systems show very good reflection properties and a strong reduction of the simultaneous overall forces due to the decomposition of the incoming waves at the different permeable walls involved. Furthermore, multi chamber systems work almost non selective against the wave frequency and show stronger wave damping compared to one chamber systems. They should, therefore, be considered for port design, when sufficient operating time must be guaranteed.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation	1
1.2	Zielsetzung und Vorgehen	3
2	Wissensstand und Präzisierung der Arbeitsschwerpunkte	7
2.1	Wasserspiegelauslenkungen an vertikalen Strukturen	7
2.1.1	Wasserspiegelauslenkungen an einer undurchlässigen Einzelwand	7
2.1.2	Wasserspiegelauslenkungen an Strukturen mit durchlässiger Front	10
2.2	Wellendämpfung an vertikalen Strukturen mit durchlässiger Front	13
2.2.1	Wellendämpfung an Einzelfiltern	13
2.2.2	Wellendämpfung an Systemen durchlässiger Strukturen ohne dichte Rückwand	21
2.2.3	Wellendämpfung an Systemen durchlässiger Strukturen mit dichter Rückwand	26
2.2.4	Zusätzliche Aspekte hinsichtlich der Wellendämpfung an Bauwerken mit durchlässiger Front	34
2.3	Seegangsbelastung vertikaler Strukturen	39
2.3.1	Belastung einer dichten vertikalen Wand	39
2.3.2	Belastung durchlässiger Einzelwände	40
2.3.3	Belastung von Kammersystemen	42
2.4	Bewertung der Ergebnisse und Präzisierung der Arbeitsschwerpunkte	47
2.4.1	Untersuchungen an Einzelwänden	47
2.4.2	Untersuchungen an Kammersystemen	49
3	Experimentelle Untersuchungen	51
3.1	Versuchskanal und untersuchte Strukturvarianten	51
3.2	Verwendete Meßtechnik	55
3.3	Versuchsprogramm und Meßmethodik	57
4	Wasserspiegelauslenkungen an Bauwerken mit durchlässiger Front	61
4.1	Wasserspiegelauslenkungen am Einzelfilter	61
4.1.1	Wasserspiegelauslenkung an der Bauwerksfront	63
4.1.2	Wasserspiegelauslenkung auf der Bauwerksrückseite	72
4.1.3	Phasenbeziehung der Wasserspiegelauslenkungen	74
4.1.4	Maximale Wasserspiegeldifferenzen an der Struktur	77
4.1.5	Zusammenfassung: Wasserspiegelauslenkungen am Einzelfilter	79

4.2	Wasserspiegelauslenkungen an und in Kammersystemen	81
4.2.1	Wasserspiegelauslenkungen an Einkammersystemen (EKS)	81
4.2.1.1	Randbedingungen zur Untersuchung der Wasserspiegel- auslenkungen	81
4.2.1.2	Maximale Wasserspiegelauslenkungen an den Wänden der EKS ...	85
4.2.1.3	Amplituden der Wasserspiegelauslenkungen im EKS	88
4.2.1.4	Wasserspiegeldifferenz an der durchlässigen Frontwand	91
4.2.1.5	Phasenbeziehung der Wasserspiegelmaxima an der Frontwand ...	93
4.2.2	Wasserspiegelauslenkungen an Mehrkammersystemen	98
4.2.3	Zusammenfassung: Wasserspiegelauslenkungen an Kammersystemen ...	102
5	Wellendämpfung an vertikalen Strukturen mit durchlässiger Front	103
5.1	Wellendämpfung an Einzelfiltern	103
5.1.1	Einfluß der Struktur- und Seegangparameter	103
5.1.2	Neuer Parameter zur Beschreibung der dynamischen Porosität	105
5.1.3	Zusammenfassung: Wellendämpfung am Einzelfilter	109
5.2	Wellendämpfung in Kammersystemen	111
5.2.1	Wellendämpfung an Einkammersystemen	112
5.2.1.1	Einfluß der Seegangparameter	112
5.2.1.2	Einfluß der relativen Kammerlänge und Porosität der Frontwand .	113
5.2.1.3	Einfluß der Wassertiefe	116
5.2.2	Wellendämpfung an Mehrkammersystemen	117
5.2.2.1	Einfluß der Seegangparameter	117
5.2.2.2	Einfluß der Bauwerksparameter	118
5.2.2.3	Einfluß der Wassertiefe	119
5.2.3	Vergleich der Reflexionseigenschaften von Kammersystemen und Einzelfiltern	120
5.2.4	Vergleich der Reflexionseigenschaften von Ein- und Mehrkammer- systemen	122
5.2.5	Zusammenfassung: Wellendämpfung in Kammersystemen	124
5.3	Hydraulische Mechanismen der Wellendämpfung in einem Einkammersystem ..	126
5.3.1	Lineares Überlagerungsmodell	127
5.3.1.1	Ermittlung der Reflexionseigenschaften der Frontwand	129
5.3.1.2	Phasenbeziehung der Teilreflexionen von Front- und Rückwand ..	133
5.3.1.3	Berechnung der Wasserspiegeleinhüllenden und der Gesamt- reflexion	134
5.3.2	Einfluß des Wellenprofils auf die Interferenz von Teilreflexionen	140
5.3.3	Rechnerische Ermittlung der reibungsinduzierten Energiedissipation	144
5.3.4	Bestimmung des Überlagerungs- und des Dissipationsanteils an der Wellendämpfung	147
5.3.5	Zusammenfassung: Mechanismen der Wellendämpfung in Einkammersystemen	149

6	Belastung von Bauwerken mit durchlässiger Front unter nichtbrechenden Wellen . . .	151
6.1	Seegangsbelastung eines Einzelfilters	151
6.1.1	Druckverteilung an einer undurchlässigen senkrechten Wand (Referenzfall)	151
6.1.2	Vorschlag zur Ermittlung der Druckverteilung an undurchlässigen Einzelwänden	153
6.1.3	Erweiterung des Ansatzes zur Ermittlung der Druckverteilung an durchlässigen Einzelwänden	156
6.1.4	Resultierende Horizontalkräfte an durchlässigen Einzelwänden	165
6.1.5	Zusammenfassung: Seegangsbelastung von Einzelfiltern	170
6.2	Seegangsbelastung von Kammersystemen	172
6.2.1	Seegangsbelastung von Einkammersystemen	173
6.2.1.1	Maximale Horizontalkräfte an der durchlässigen Frontwand	179
6.2.1.2	Maximale Horizontalkräfte an der undurchlässigen Rückwand	181
6.2.1.3	Verhältnis der Teillasten an Front- und Rückwand	183
6.2.1.4	Phasenbeziehung der Teilbelastungen	185
6.2.1.5	Gesamtbelastung des Bauwerks	188
6.2.2	Seegangsbelastung von Mehrkammersystemen	189
6.2.3	Vergleich der Gesamtbelastung von Ein- und Mehrkammersystemen	191
6.2.4	Zusammenfassung: Seegangsbelastung von Kammersystemen	193
7	Zusammenfassung und Ausblick	197
7.1	Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse	197
7.1.1	Hydraulische Wirksamkeit und Seegangsbelastung durchlässiger Einzelwände	197
7.1.2	Hydraulische Wirksamkeit und Seegangsbelastung von Kammersystemen	200
7.2	Ausblick und Notwendigkeit weiterer Untersuchungen	203
8	Schrifttum	205
	Summary (Englische Zusammenfassung)	211
	Symbolverzeichnis	214
	Anlagenverzeichnis	217

Contents

1	Introduction	1
1.1	Motivation	1
1.2	Objectives and methodology	3
2	State of the art and specification of the main research aspects	7
2.1	Surface elevations at vertical structures	7
2.1.1	Surface elevations in front of an impermeable vertical wall	7
2.1.2	Surface elevations at structures with permeable front face	10
2.2	Wave damping at vertical structures with permeable front face	13
2.2.1	Wave damping at single filter walls	13
2.2.2	Wave damping at permeable structures (3D)	21
2.2.3	Wave damping at permeable structures with impermeable back wall	26
2.2.4	Additional aspects regarding to wave damping at vertical permeable structures	34
2.3	Wave loads of vertical structures	39
2.3.1	Wave loads of an impermeable vertical wall	39
2.3.2	Wave loads of permeable vertical walls	40
2.3.3	Wave loads of chambered structures	42
2.4	Summary and evaluation of results	47
2.4.1	Investigation of single permeable walls	47
2.4.2	Investigation of chambered structures	49
3	Hydraulic experiments in large scale	51
3.1	Experimental set up: wave flume and structure types investigated	51
3.2	Measuring equipment	55
3.3	Test program and test methodology	57
4	Water surface elevations at structures with permeable front	61
4.1	Surface elevations at single permeable walls	61
4.1.1	Surface elevations at the front face of the wall	63
4.1.2	Surface elevations at the rear face of the wall	72
4.1.3	Phase relation between surface elevations	74
4.1.4	Maximum surface elevation gradient at the structure	77
4.1.5	Summary: Surface elevations at single permeable walls	79

4.2	Surface elevations at chambered structures	81
4.2.1	Surface elevations at one chamber systems (OCS)	81
4.2.1.1	Boundary conditions regarding the investigation of surface elevations at chambered structures	81
4.2.1.2	Maximum surface elevations at the individual walls of OCS	85
4.2.1.3	Amplitudes of surface elevations	88
4.2.1.4	Gradient of surface elevations at the permeable front wall	91
4.2.1.5	Phase relation between surface elevations at the permeable wall	93
4.2.2	Surface elevations at multi chamber systems (MCS)	98
4.2.3	Summary: Surface elevations at chambered structures	102
5	Wave damping at vertical structures with permeable front	103
5.1	Wave damping at single permeable walls	103
5.1.1	Influence of structure conditions and wave parameters	103
5.1.2	New parameter for the description of the "dynamic porosity"	105
5.1.3	Summary: Wave damping at single permeable walls	109
5.2	Wave damping at chambered structures	111
5.2.1	Wave damping at one chamber systems	112
5.2.1.1	Influence of wave parameters	112
5.2.1.2	Influence of relative chamber width and porosity of the front wall	113
5.2.1.3	Influence of water depth	116
5.2.2	Wave damping at multi chamber systems	117
5.2.2.1	Influence of wave parameters	117
5.2.2.2	Influence of structure parameters	118
5.2.2.3	Influence of water depth	119
5.2.3	Comparison between reflection properties of chambered structures and single permeable walls	120
5.2.4	Comparison between reflection properties of one- and multi chamber systems	122
5.2.5	Summary: Wave damping at chambered structures	124
5.3	Hydraulic mechanism of wave damping at one chamber systems	126
5.3.1	Linear superposition model	127
5.3.1.1	Evaluation of the reflection properties of the permeable front wall	129
5.3.1.2	Phase relation between partial reflections of front and rear wall	133
5.3.1.3	Determination of the envelope of water surface elevations and of the total wave reflection	134
5.3.2	Influence of wave asymmetry on the interference of partial reflections	140
5.3.3	Calculation of frictional energy loss	144
5.3.4	Contribution of superposition and of energy dissipation to the wave damping effect	147
5.3.5	Summary: Hydraulic mechanism of wave damping at OCS	149

6	Wave loads of structures with permeable front (non breaking waves)	151
6.1	Wave loads of single permeable walls	151
6.1.1	Pressure distributions at an impermeable vertical wall (reference case)	151
6.1.2	Method for the calculation of pressure distributions	153
6.1.3	Extension of the approach to permeable wall structures	156
6.1.4	Resulting wave forces at single vertical walls	165
6.1.5	Summary: Wave loads of single permeable walls	170
6.2	Wave loads of chambered structures	172
6.2.1	Wave loads of one chamber systems	173
6.2.1.1	Maximum horizontal forces at the permeable front wall	179
6.2.1.2	Maximum horizontal forces at the impermeable back wall	181
6.2.1.3	Relation between partial forces at front and back wall	183
6.2.1.4	Phase relation between partial forces	185
6.2.1.5	Total wave load of the structure	188
6.2.2	Wave loads of multi chamber systems	189
6.2.3	Comparison between total forces of one- and multi chamber systems	191
6.2.4	Summary: Wave loads of chambered structures	193
7	Summary and future work	197
7.1	Summary of the key results	197
7.1.1	Hydraulic performance and wave loads of single permeable walls	197
7.1.2	Hydraulic performance and wave loads of chambered structures	200
7.2	Main objectives of future research	203
8	References	205
	Summary (in english)	211
	List of symbols	214
	Appendix	217

1 Einleitung

1.1 Motivation

Der erforderliche Schutz der Küsten ist mit dem heute zur Verfügung stehenden Wissen und den technischen Möglichkeiten nahezu problemlos realisierbar. Die Aufgaben liegen daher maßgeblich in der Entwicklung von a) wirtschaftlichen Strukturen und b) umweltverträglichen Konzepten im Küstenschutz, um eine verantwortungsbewußte und zweckmäßige Nutzung der Ressourcen zu gewährleisten.

Wirtschaftlich effiziente Strukturen sind durch Abwägung von hydraulisch optimalen Bauwerkseigenschaften hinsichtlich festzulegender Kriterien und dem dafür erforderlichen bautechnischen und finanziellen Aufwand zu ermitteln. Dabei kommt der Berücksichtigung ökologischer Auswirkungen von Baumaßnahmen eine immer größer werdende Bedeutung zu. Massive Schutzmaßnahmen und die damit verbundenen Eingriffe in die Natur können jedoch nicht nur mit den direkten Forderungen des Naturschutzes, sondern u.a. auch mit der stark angestiegenen Nutzung des Küstenraums für die Freizeitgestaltung kollidieren und darüber hinaus zur Erosion benachbarter -auch zuvor stabiler- Küstenbereiche führen. Die sich ergebenden volkswirtschaftlichen Kosten (Ausgleichsmaßnahmen, Nutzungsausfall, Folgemaßnahmen zum Schutz benachbarter Küstenabschnitte) müssen in der Kosten - Nutzen - Analyse berücksichtigt werden.

Dies gilt ebenfalls für die wirtschaftliche Bemessung des Schutzbauwerkes selbst, denn je massiver sich ein Bauwerk dem Seegang entgegenstellt, um so stärker bzw. massiver muß es dimensioniert werden, um den einwirkenden Wellenbelastungen standzuhalten. Insbesondere vertikale undurchlässige Strukturen, die aus bautechnischen und wirtschaftlichen Gründen zunehmend zur Ausführung gelangen, sind von ungünstigen Folgen durch starke Reflexion der einlaufenden Wellenenergie an der Bauwerksfront geprägt (vgl Abb. 1):

- Erhöhung der Wellenbelastung und der Gefahr des Wellenüberlaufs durch starke Fluktuationen des Wasserspiegels am Bauwerk,
- Verstärkung der Erosion und Kolkbildung infolge stark erhöhter Strömungsgeschwindigkeiten am Bauwerksfuß (z.B. *Gao und Inouchi*, 1998),
- Behinderung der Navigation von Schiffen durch sehr steile Wellen und Kreuzseen (*McBride, Smallman und Allsop*, 1994) und
- Erosion benachbarter Strandabschnitte durch zusätzliche Welleneinwirkung infolge der vom Bauwerk reflektierten Seegangsenenergie.

Darüber hinaus bedingt die enorme Zunahme der Schiffsgrößen und die damit verbundene erforderliche Minimierung der Aufenthaltszeiten in den Häfen eine hinreichende

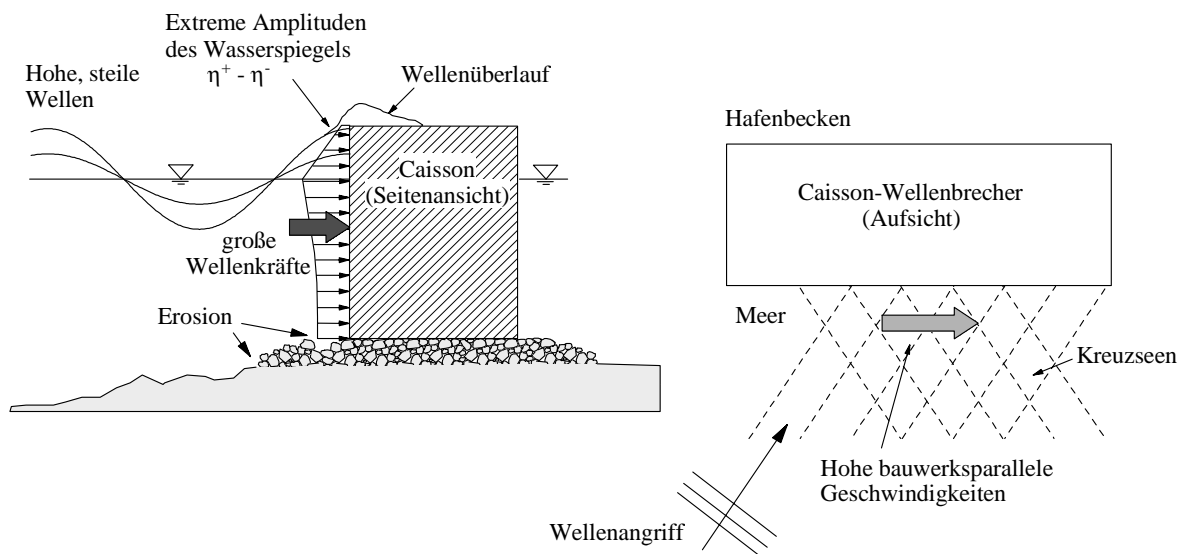


Abb. 1: Negative Folgen starker Seegangsreflexion an Küstenbauwerken.

Wellenruhe an den Liegeplätzen, um Ausfallzeiten zu verkürzen und um übermäßige Trossenkräfte zu vermeiden.

Zur Erhöhung der Bauwerksstabilität müssen daher häufig Gegenmaßnahmen (z.B. größere Kronenhöhe, Schutzmaßnahmen gegen Kolkbildung) getroffen werden. Das Wellenfeld vor der Struktur und weitere negative Auswirkungen können hingegen durch diese Maßnahmen nicht positiv beeinflusst werden.

Daher werden in den letzten Jahrzehnten zur Verbesserung der Wellendämpfung verstärkt Schutzstrukturen mit durchlässiger Bauwerksfront eingesetzt, die einen Teil der einlaufenden Seegangsenergie durch Turbulenz und Reibung in ungefährliche Energieanteile (Schall, Wärme) umwandeln. Hierzu werden sowohl einzeln stehende teildurchlässige Wände zum Schutz kleinerer Yachthäfen, als auch Caisson-Wellenbrecher mit einer oder mehreren Wellenkammern (auch z.B. in Form von Wellentaschen bei Spundwänden im Hafenbau) eingesetzt. In Abb. 2 sind zwei Bauwerksalternativen zur Wellendämpfung exemplarisch dargestellt. Während eine einzeln stehende Wand definierter Porosität ε (Abb. 2, links) eine gewisse Transmission von Seegangsenergie in den Leebereich zulässt, ist ein Bauwerk mit undurchlässiger Rückwand, z.B. ein Einkammersystem (Jarlan-Wellenbrecher, Abb. 2, rechts), geeignet, Wellentransmission vollständig auszuschließen.

Trotz zahlreicher positiver Erfahrungen in bereits durchgeführten Baumaßnahmen stehen bisher weder ausreichende Kenntnisse hinsichtlich der hydraulischen Wirksamkeit noch gesicherte Belastungsansätze zur Verfügung, um derartige Bauwerke effizient planen und bemessen zu können.

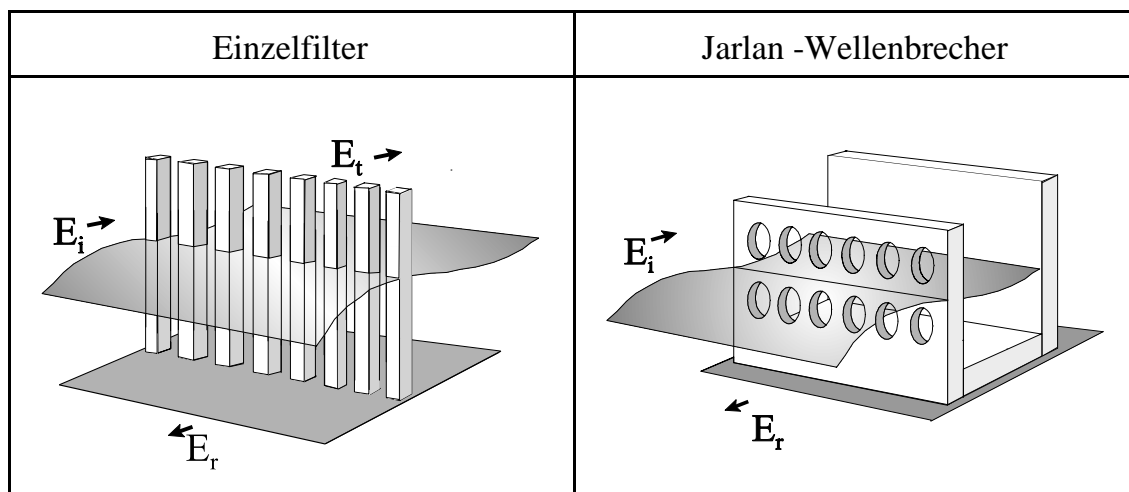


Abb. 2: Durchlässige Strukturen zur Wellendämpfung und zur Reduktion der Wellenbelastungen (links: Einzelfilter, rechts: Einkammersystem).

1.2 Zielsetzung und Vorgehen

Um eine sichere und wirtschaftliche Bemessung innovativer Bauwerke mit durchlässiger Bauwerksfront im Küstenschutz zu ermöglichen, soll in der vorliegenden Arbeit i) eine möglichst detaillierte, physikalisch fundierte Kenntnis der sich abspielenden hydraulischen Prozesse und der Wellendämpfung erarbeitet und ii) die Belastungen durchlässiger vertikaler Strukturen infolge nichtbrechender Wellen quantifiziert werden.

Grundlage der Untersuchungen bildet ein umfassendes großmaßstäbliches Versuchsprogramm (rd. 900 Versuche), in dem einzeln stehende Wände unterschiedlicher Durchlässigkeit und Kammersysteme, bestehend aus undurchlässiger Rückwand und vorgeschalteten Filterwänden, untersucht wurden. Auf die verschiedenen Versuchskonfigurationen wird detailliert im Abschnitt 3.3.1 eingegangen.

Ein Schwerpunkt der Arbeit besteht in der Untersuchung der hydraulischen Wirksamkeit von Bauwerken unter Einfluß variabler Seegangs- und Strukturbedingungen anhand globaler Analysen des Anteils reflektierter, transmittierter und dissipierter Energie. Zunächst soll der Einfluß der Bauwerksporosität einer isolierten Einzelwand auf deren Dämpfungsverhalten untersucht werden. Anschließend wird die Funktion von Gesamtsystemen mit sog. Wellenkammern, die stark durch die Wechselwirkung zwischen den einzelnen Wänden bestimmt wird, den Ergebnissen der Einzelfilter gegenübergestellt und diskutiert.

Die dynamischen Vorgänge und Randbedingungen im unmittelbaren Nahfeld der Struktur, wie z.B. Wirbelbildung, Ablösungen und laminare Grenzschichten sowie deren

zeitliche Entwicklung (Abb. 3, links) können meßtechnisch nur schwer erfaßt werden. Um eine theoretische Herleitung der zur Bemessung notwendigen integralen Zielgrößen (Abb. 3, rechts) zu ermöglichen, müssen daher diese Einflußgrößen überwiegend aus sinnvollen Annahmen abgeleitet werden. Zur näherungsweisen Beschreibung der ursächlichen physikalischen Prozesse werden dabei häufig fiktive "dynamische", bzw. "effektive" Randparameter herangezogen (Abb. 3, mitte). Ein Problem derartiger Hilfsgrößen liegt in deren Verwendung als Anpassungskoeffizienten zwischen theoretischer Modellvorstellung und der in Versuchen gemessenen Ergebnisse, wodurch die physikalische Bedeutung der dynamischen Beiwerte verwischt. Aus diesem Grund wird in dieser Arbeit zusätzlich die Verknüpfung der physikalischen Prozesse und der gesuchten Bemessungsgrößen über die Wasserspiegelauslenkungen und deren Phasenbeziehungen an der Struktur untersucht (Abb. 3, mitte-unten).

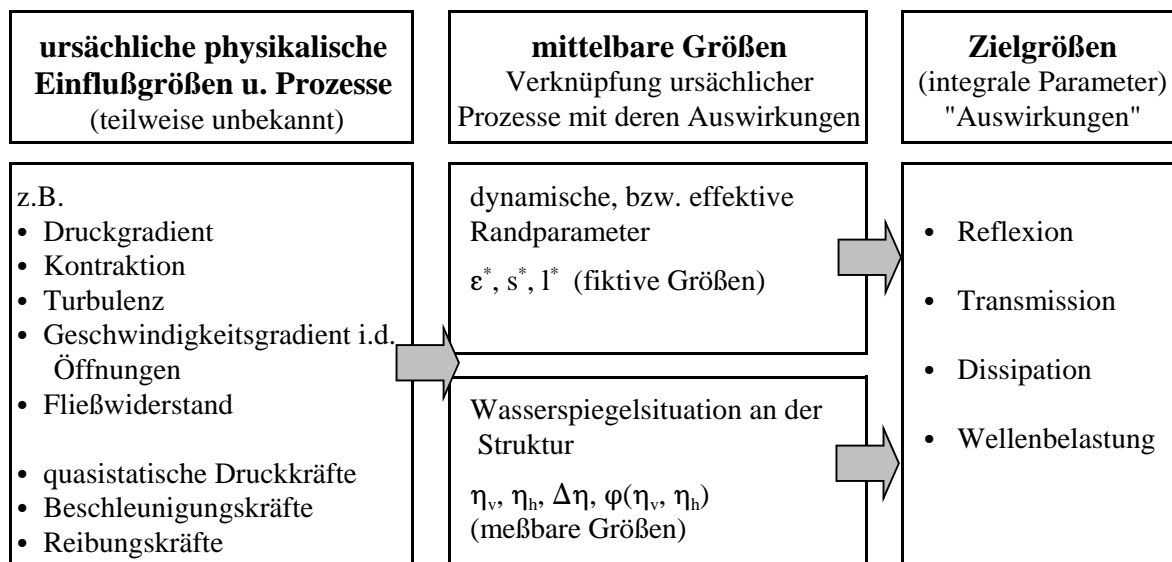


Abb. 3: Kopplung globaler Zielgrößen im Fernfeld mit den hydraulischen Randbedingungen im Nahfeld durch fiktive bzw. meßbare dynamische Parameter.

Die wesentlichen zu ermittelnden Randparameter und Zielgrößen für einzelne Filterwände und Kammersysteme, sowie deren gegenseitige Verknüpfung ist in Abb. 4 dargestellt. Die Wasserspiegelauslenkung an der Struktur, die sich aus der Überlagerung des einlaufenden und des teilreflektierten Seegangs ergibt, steht mit den Wellendämpfungseigenschaften des Bauwerks in direktem Zusammenhang und stellt darüber hinaus auch den wesentlichen Eingangsparameter für die Druckverteilung vor der Wand dar. Gegenüber dem Referenzfall der undurchlässigen Wand kommt bei durchlässigen Strukturen erschwerend hinzu, daß sowohl auf Vorder- und Rückseite eine hoch instationäre Wasserspiegelauslenkung vorliegt, die bei der Berechnung der dynamischen resultierenden Druckverteilung berücksichtigt werden muß.

Die Ermittlung der Wasserspiegelauslenkungen unmittelbar vor und hinter der Struktur

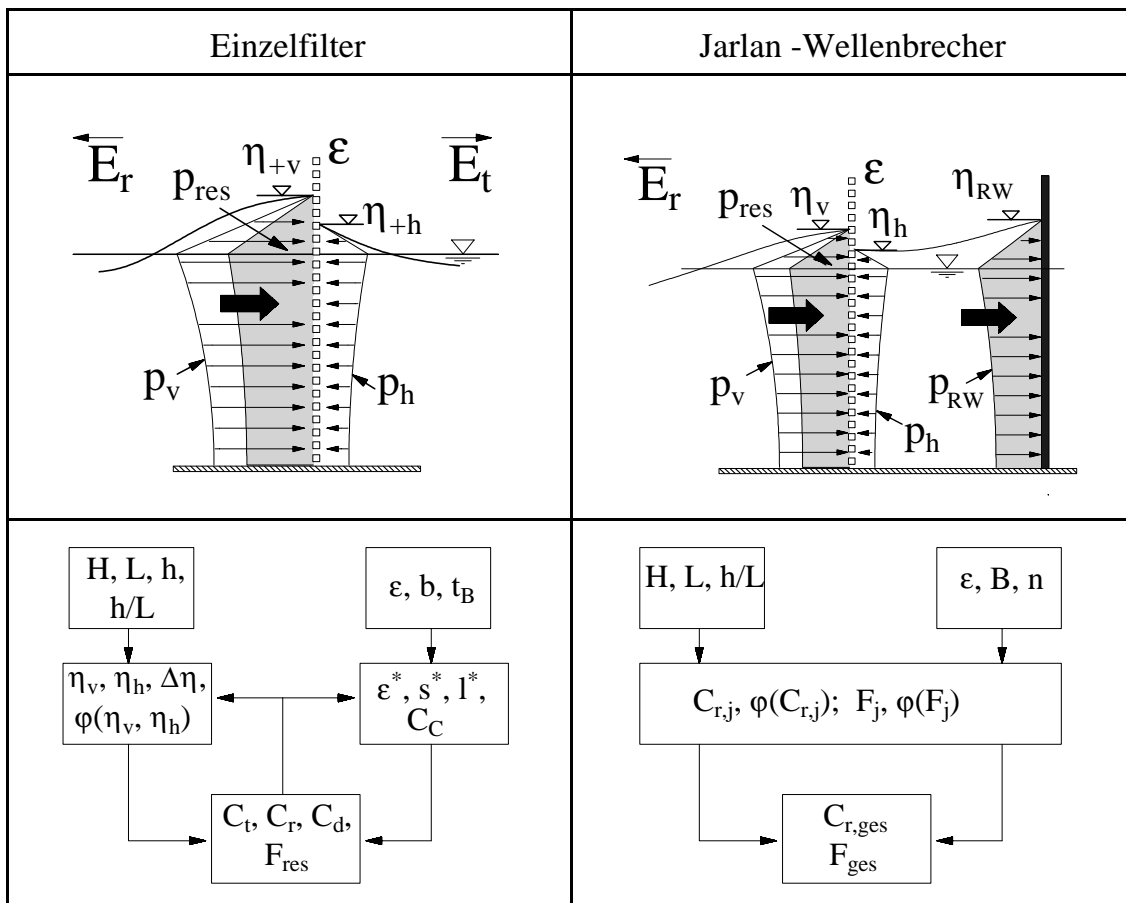


Abb. 4: Durchlässige Strukturen zur Wellendämpfung sowie zugehörige wesentliche Einflußgrößen und Zusammenhänge (links: Einzelfilter, rechts: EKS).

sowie deren Phasenbeziehung bildet daher eine wichtige Grundlage, um die hydraulischen Eigenschaften des Bauwerkes mit den auftretenden Wellenbelastungen zu verknüpfen. In dieser Arbeit wird ein neuer Ansatz zur Beschreibung der Wasserspiegelauslenkungen an einem Einzelfilter entwickelt, der die Nichtlinearität des Wellenprofils sowie die spezifische Strukturdurchlässigkeit berücksichtigt. Auf der Basis der Wasserspiegelauslenkungen an der Struktur wird darüber hinaus ein Belastungsansatz erarbeitet und anhand von Wellenspektren verifiziert.

Des weiteren werden die besonderen hydraulischen Eigenschaften von Kammersystemen untersucht und Rückschlüsse für deren funktionelle Bemessung sowie eine Abschätzung der hydraulischen Wirksamkeit und der Belastungen gegeben. Untersuchungsschwerpunkte bilden sowohl die Wasserspiegelfluktuationsen in den Wellenkammern und deren Phasenbeziehungen, sowie die näherungsweise Bestimmung der an der Wellendämpfung in Einkammersystemen beteiligten Mechanismen. Abschließend werden maßgebliche Belastungssituationen von Ein- und Mehrkammersystemen untersucht und mit den

Belastungen konventioneller undurchlässiger Bauwerke gegenübergestellt. Die Schwerpunkte der Bearbeitung, der Zielsetzung und des Vorgehens hinsichtlich der hydraulischen Wirksamkeit (funktionelle Planung) und der Wellenbelastung (konstruktive Planung) von Strukturen mit durchlässiger Front sind in Abb. 5 zusammengefaßt.

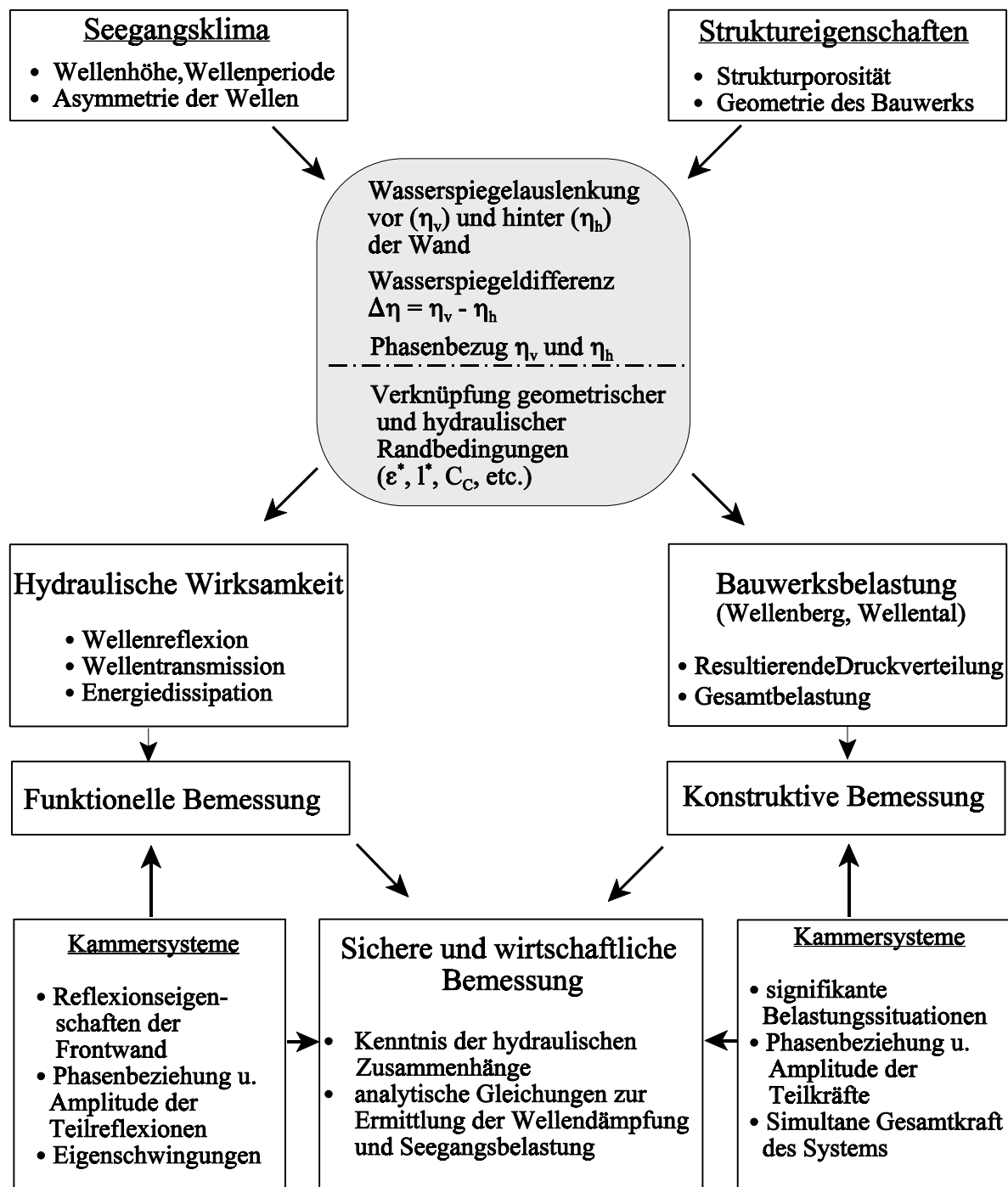


Abb. 5: Strategie zur Erarbeitung von Grundlagen zur sicheren und wirtschaftlichen Bemessung von durchlässigen Strukturen.

2 Wissensstand und Präzisierung der Arbeitsschwerpunkte

Den bisher durchgeführten theoretischen und empirischen Untersuchungen liegen vielfältige Strukturvarianten und Aspekte zugrunde, die in den jeweiligen Forschungsarbeiten in den Vordergrund gestellt wurden. Um die Übersicht zu erleichtern und aufwendige Beschreibungen zu vermeiden, ist in Tab. 1 eine schematische Zuordnung der untersuchten Grundstrukturen gegeben.

Der erste Abschnitt (Abschn. 2.1) dieses Kapitels gibt einen kurzen Überblick über die lediglich in geringer Zahl vorliegenden Arbeiten hinsichtlich der Wasserspiegelauslenkungen an vertikalen Strukturen.

Der zweite Teil (Abschn. 2.2) faßt wesentliche Untersuchungen zur Bauwerksfunktion zusammen, wobei mit globalen Betrachtungen begonnen und dann zunehmend auf Untersuchungen eingegangen wird, die sich mit den hydraulischen Prozessen im Nahbereich der Struktur befassen. Einfach gegliederte Bauwerke werden komplexeren Strukturen vorangestellt. Zusätzliche Aspekte, die nicht unmittelbar Gegenstand dieser Arbeit, aber von grundsätzlicher Bedeutung für die Beurteilung der untersuchten Bauwerke sind, werden am Ende des Abschnittes erläutert.

Hinsichtlich der Wellenbelastung durchlässiger Bauwerke wird analog zum zweiten Abschnitt vorgegangen (Abschn. 2.3). Eine Bewertung der Ergebnisse und die Präzisierung der Schwerpunkte dieser Arbeit erfolgt am Ende des 2. Kapitels (Abschn. 2.4).

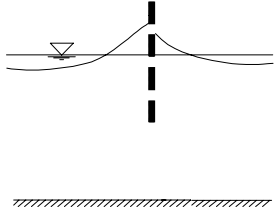
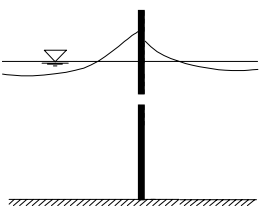
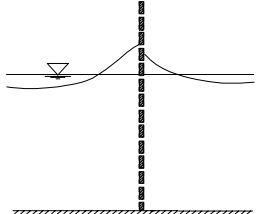
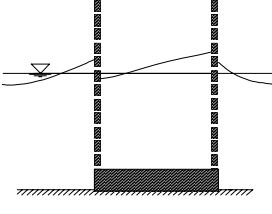
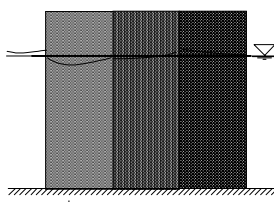
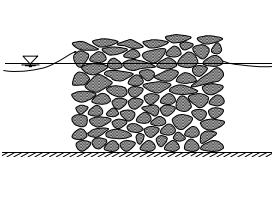
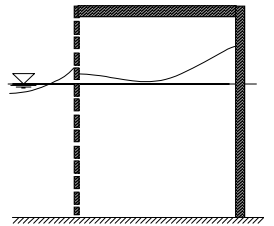
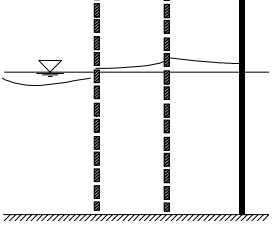
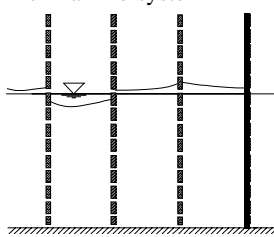
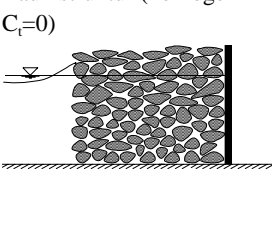
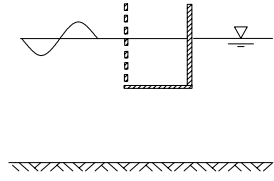
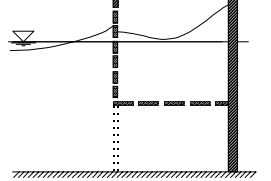
2.1 Wasserspiegelauslenkungen an vertikalen Strukturen

2.1.1 Wasserspiegelauslenkungen an einer undurchlässigen Einzelwand

Die Oberflächenfunktion von Schwerewellen (d.h. die Informationen über die zeit- und ortsabhängige Wasserspiegelauslenkung) sowie darüber hinaus die Geschwindigkeits- und Druckpotentiale können näherungsweise durch theoretische Ansätze beschrieben werden. Die Kinematik teil- bzw. vollstehender Wellenfelder unterscheidet sich dabei von rein fortschreitenden Wellen.

An vertikalen undurchlässigen Bauwerken entspricht die maximale Wasserspiegel-auslenkung nach linearer Wellentheorie der Wellenhöhe H_1 , da sich einlaufende und reflektierte Welle am Bauwerk überlagern. Mit zunehmendem Flachwassereinfluß verformen sich jedoch die Wellen und die positiven und negativen Amplituden der Wasserspiegelauslenkung liegen nicht mehr symmetrisch zum Ruhewasserspiegel vor (Abb. 6), infolgedessen Wellenbelastungen stark erhöht werden können.

Tab. 1: Untersuchte Bauwerkstypen mit Schrifttumsangabe.

<p>Tauchwand</p> 	<p>Wiegel (1960) Sawaragi Iwata (1975) Sawaragi et al. (1976) Macaskill (1979) Isaacson et al. (1998)</p>	<p>Struktur mit Einzelöffnung</p> 	<p>Tuck (1971, 1975) Guiney (1972) Macaskill (1979)</p>
<p>durchlässige Einzelwand</p> 	<p>Hayashi et al (1966) Nagai (1966) Hartmann (1969) Hattori (1972) Grüne u. Kohlhasse (1975) Sawaragi et al. (1976) Kakuno (1983) Kriebel (1992)</p>	<p>Einkammersystem</p> 	<p>Kondo (1979) Hagiwara (1984) Rao et al. (1999)</p>
<p>Raumstruktur (abgestuft)</p> 	<p>Goda u. Ippen (1963) Le Méhauté (1972)</p>	<p>Raumstruktur (homogen)</p> 	<p>Kondo u. Toma (1972) Kondo (1983) Chwang u. Chan (1998)</p>
<p>Jarlan - Wellenbrecher</p> 	<p>Jarlan (1961, u.a.) Boivin (1963, 1964) Terrett et al. (1968) Nagai et al (1978) Sawaragi Iwata (1978) Horiguchi (1979) Kondo (1979) Tanimoto et al (1982) Kakuno et al. (1992) McConnell et al. (1998) Tabet Aoul (1998)</p>	<p>Zweikammersystem</p> 	<p>Sawaragi u. Iwata (1977,1978) Kondo (1979) Hagiwara, Sawaragi (1991) Fugazza u.. Natale (1992) Lee et al. (1994)</p>
<p>Mehrkammersystem</p> 	<p>Jamieson et al. (1987,1989) Twu u. Liu (1991) Twu u. Liu (1992) Jianyi (1992) Chegini, Wilkinson (1995) Franco et al. (1997)</p>	<p>Raumstruktur (homogen) $C_i=0$</p> 	<p>Fallon (1972) Madsen (1983)</p>
<p>Sonderfall EKS (Schwimm-Caisson)</p> 	<p>Richey and Sollitt (1970) Cox (1998)</p>	<p>Sonderfall EKS (Box-type)</p> 	<p>Nagai (1976) Nagai et al (1978) Onishi et al. (1979)</p>

Sainflou (1928) führt zur Berücksichtigung der Wellenasymmetrie bei der Ermittlung der Druckverteilung an einer undurchlässigen Wand eine theoretische Anhebung h_0 des Ruhewasserspiegels ein, (Abb. 6). Die maximale positive Wasserspiegelauslenkung η^+ vor dem Bauwerk wird durch Überlagerung mit der Wellenhöhe H_i berechnet. *Boivin* (1963, 1964) überprüft den auf der Trochoidaltheorie beruhenden *Sainflou* - Ansatz anhand von

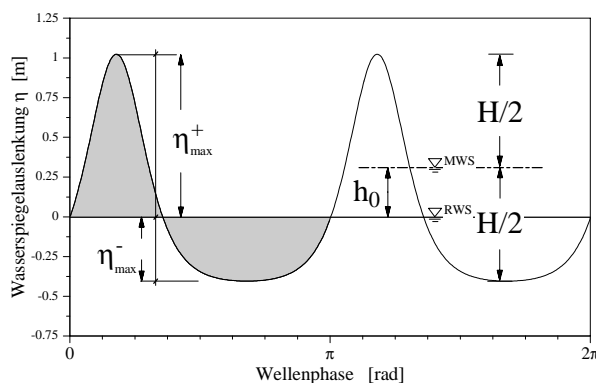


Abb. 6: Asymmetrie der Welle

Referenzmessungen an einer vertikalen undurchlässigen Wand im hydraulischen Modell und beobachtet, daß die nach *Sainflou* berechneten maximalen relativen Wasserspiegelauslenkungen η_{ext}/H_i eine obere Einhüllende der gemessenen Werte für kürzerperiodische Wellen ($T = 6\text{s}, 8\text{s}$) darstellen und längere Wellen ($T = 10\text{s}$) im Mittel gut reproduzieren.

Miche (1944) verwendet hingegen einen Ansatz auf der Grundlage Stokes 2.Ordnung um den Flachwassereinfluß zu berücksichtigen. Bei sehr langperiodischen Wellen führt dieser Ansatz dazu, daß im Wellental eine Überhöhung (Zwischenwelle) auftritt, die mit zunehmender Nichtlinearität über den Ruhewasserspiegel hinausreichen kann, was nicht mit tatsächlichen Beobachtungen übereinstimmt. Die Form des Wellenprofils wird mit Ausnahme dieser stark nichtlinearen Wellen recht gut wiedergegeben.

Goda (1983) verknüpft die maßgeblichen Kennwerte zur Beschreibung der Nichtlinearität - im Tiefwasser der Wellensteilheit H/L und im Flachwasser des Ursell-Parameters ($H_i L^2/h^3$) - zu einem neuen Parameter Π , den *Goda* als Nichtlinearitäts-Parameter bezeichnet und der für den gesamten Bereich relativer Wassertiefen h/L anwendbar ist und somit die Definition von Gültigkeitsbereichen umgeht. Die in Versuchen ohne Bauwerk an einem flach geneigten Strand bestimmten relativen Kammhöhen η^+/H_i weisen eine gewisse Abhängigkeit zu Π auf. Streuungen werden von *Goda* dem Einfluß eines zweiten (kleineren) Wellenberges zugeordnet, der langsamer fortschreitet als die Hauptwelle und besonders bei nichtbrechenden Wellen zu beobachten sei. Unter Umständen kann es sich hierbei jedoch auch um Modelleffekte (u.a. Reflexion vom Kanallende, Streuwellen) handeln.

Für einen halbempirischen Belastungsansatz eines Wellenbrechers mit vertikaler undurchlässiger Front, der eine große Bandbreite von Struktur- und Seegangparametern (brechende Wellen, schräger Wellenangriff, etc.) berücksichtigt, verwendet *Goda* (1985) die Wasserspiegelauslenkung vor der Struktur jedoch lediglich als oberen Belastungsnullpunkt. Für die Berechnung des Wellendruckes wird dieser vereinfacht auf das 1.5 fache der Bemessungswellenhöhe festgelegte Wert nicht herangezogen.

2.1.2 Wasserspiegelauslenkungen an Strukturen mit durchlässiger Front

Die Bestimmung der Wasserspiegelauslenkungen an durchlässigen Wänden, insbesondere an Kammersystemen, ist weitaus komplexer und kann mit rein theoretischen Ansätzen nicht beschrieben werden. Durch die Porosität der Frontwand und die Kammerlänge kommen zwei weitere Einflußfaktoren hinzu, die signifikant die Lage des Wasserspiegels vor und in der Wellenkammer und deren Phasenbeziehung festlegen. Untersuchungen im kleinmaßstäblichen Modell sind meist auf Messungen der Wasserspiegelauslenkungen vor dem Bauwerk beschränkt. *Côté und Simard* (1963) erwähnen jedoch bereits die mögliche Reduzierung des erforderlichen Freibords und die höhere Bauwerkstabilität aufgrund der verringerten Wasserspiegelfluktuationen an den Wänden der Wellenkammer.

Boivin (1963, 1964) untersucht im hydraulischen Modell maximale relative Wasserspiegelauslenkungen η_{ext}/H_i an der perforierten Frontwand eines Einkammer-Wellenbrechers. An der perforierten Frontwand steigt der Wellenauflauf mit zunehmender Wellenhöhe überproportional an. Dies deutet auf eine von der Wellenhöhe abhängige Durchlässigkeit der Wand hin, die sich in den Versuchen bei geringeren Porositäten stärker ausprägt. *Boivin* ist der Ansicht, daß die Wasserspiegelauslenkung an der perforierten Wand die Wellenreflexion des Bauwerkes kennzeichnet, stellt dabei jedoch keinen eindeutigen Zusammenhang zur relativen Kammerlänge fest. *Canel* (1993) leitet einen Ansatz zur Berechnung der Wasserspiegelauslenkung vor einem Bauwerk mit Wellenkammer vor, der neben den Seegangsparametern den Reflexionskoeffizienten des Bauwerkes einbezieht, der jedoch ebenfalls nicht den Einfluß der relativen Kammerlänge berücksichtigt. Nach zitierten Messungen von *Liberatore* (1974, in *Fugazza und Natale*, 1992) nimmt die Wasserspiegelauslenkung vor einer durchlässigen Frontwand, die im theoretischen Knotenpunkt des halbstehenden Wellenfeldes steht (siehe Abschn. 2.2), hingegen mit zunehmender Porosität ab, welches auf den Einfluß der relativen Kammerlänge B/L hinweist.

Tabet Aoul (1999) beobachtet in hydraulischen Versuchen, daß der maximale relative Wellenauflauf η_{ext}/H_i für relative Kammerlängen $0.07 < B/L < 0.25$ unabhängig von B/L zwischen $\eta_{\text{ext}}/H_i = 0.5$ und 0.8 variiert, und bei $B/L > 0.25$ stark auf Werte über 2.0 ansteigt. Die Wasserspiegelauslenkung an der Frontwand wäre demnach nicht als Maß für die Reflexionseigenschaften des Bauwerkes geeignet. Die sehr geringen Werte $\eta_{\text{ext}}/H_i = 0.65$ für relative Kammerlängen $B/L = 0.07$ (im Grenzfall $B/L = 0$ muß $\eta_{\text{ext}}/H_i \geq 1.0$ gelten) stellen das Ergebnis allerdings in Frage.

Für die Ermittlung der Wellenbelastung, aber auch zur Untersuchung der hydraulischen Prozesse ist es darüber hinaus notwendig, die Wasserspiegelauslenkungen auf der Rückseite der Frontwand sowie an der dichten Rückwand des Systems zu kennen. Häufig wird in vorliegenden Arbeiten nicht explizit zwischen diesen beiden Werten

unterschieden, insbesondere wenn die Wellenkammer als Resonator betrachtet wird und dabei vereinfacht eine horizontale Wasserspiegellage vorausgesetzt wird (u.a. *Jarlan*, 1961, *Chegini et al.*, 1995). Dies entspricht jedoch nicht den Beobachtungen und kann vermutlich nur für kurze Kammern mit gering durchlässiger Frontwand gelten. Nach *Tabet Aoul* (1999) ergeben sich auf der Rückseite der Frontwand Wasserspiegelauslenkungen, die im Maximum von $\eta_{\text{int}}/H_i = 0.8$ ($B/L = 0.1$) auf Werte um $\eta_{\text{int}}/H_i = 0.3$ ($B/L = 0.3$) abnehmen sowie bei $B/L = 0.25$ ein Minimum aufweisen und damit den Einfluß der Position der durchlässigen Frontwand im teilstehenden Wellenfeld kennzeichnen. *Kakuno et al.* (1992) beobachten an der Rückseite der vertikal geschlitzten Frontwand eines EKS sogar einen minimalen Wert von rd. $H_{\text{int}}/H_i = 0$, welcher dort jedoch bei größeren relativen Kammerlängen von etwa $B/L = 0.35$ auftritt.

Die maximalen Amplituden der Wasserspiegelfluktuationen H_{RW}/H_i an der dichten Kammerrückwand eines EKS (vgl. auch Abb. 9) charakterisieren hingegen (u.a.) die Transmissionseigenschaften der Frontwand und können nach *Sawaragi u. Iwata* (z.B. 1978, 1979) als zusätzliche Kenngröße für den Grad der Wellendämpfung herangezogen werden, da diese bezüglich der relativen Kammerlänge dem Verlauf des Reflexionskoeffizienten folgen. Bei einer Porosität der Frontwand $\varepsilon = 30\%$ variieren die gemessenen Werte zwischen $1.05 < H_{\text{RW}}/H_i < 1.90$, wobei das Maximum bei geringen relativen Kammerlängen (rd. $B/L = 0.06$) und das Minimum etwa bei $B/L = 0.25$ auftritt. Im Gegensatz hierzu stellen *Kakuno et al.* (1992) ein Minimum an der undurchlässigen Rückwand bei rd. $B/L = 0.35$ fest.

Die Phasenwinkel der Wasserspiegelauslenkungen (vor/hinter Frontwand $\varphi_{1,2}$ bzw. vor Frontwand/Rückwand $\varphi_{1,3}$), die neben den Amplituden von grundlegender Bedeutung für die hydraulischen Prozesse in Kammersystemen sind, werden nur in wenigen Arbeiten explizit überprüft. Nach *Kakuno et al.* (1992) wachsen die Phasendifferenzen $\varphi_{1,2}$ und $\varphi_{1,3}$ einheitlich mit zunehmender relativer Kammerlänge von 0 auf π ($= L/2$) an, wobei der Wert $\varphi_{1,2}$ etwa im Bereich von $B/L = 0.25$ sprunghaft auf rd. 2π ansteigt, welches *Kakuno et al.* (1992) mit der Nähe des Schwingungsknotens an der Meßposition begründen. Die Ergebnisse werden in Messungen bestätigt.

Auch *Rousset und Bélorgey* (1998) bestätigen an einem Caisson-Wellenbrecher mit perforierter Front (in situ Messungen) einen variierenden Phasenversatz $\varphi_{1,2}$ zwischen den Druckmaxima zweier Sensoren, die in gleicher Höhe auf der Außen- und Innenseite der durchlässigen Frontwand installiert sind. Eine Spektralauswertung der beiden Sensoren ergibt, daß die Frontwand wie ein Frequenzfilter wirkt, wodurch bestimmte Wellenfrequenzen nicht in die Kammer eindringen. Zudem werden Wellenfrequenzen gemessen, die etwa der Eigenfrequenz der Wellenkammer entsprechen, deren Energie jedoch gering ist ($<10\%$).

Durch ungünstige Überlagerungen der Kammerschwingungen mit dem einlaufenden

Seegang können nach *Colmar et al* (1997) - die einen aufgeständerten Wellenbrecher untersuchen, der ein Hafenbecken umschließt - maximale Wasserspiegelauslenkungen im Hafenbecken auftreten, die mehr als doppelt so hoch wie der einlaufende Seegang vor dem Bauwerk sind. Ausgeprägtes Resonanzverhalten ist insbesondere bei langperiodischen Wellen zu erwarten, da deren Wellendämpfung am Wellenbrecher und Verluste durch innere Reibung geringer ausfällt als bei kurzperiodischen Wellen.

Zusammenfassende Bewertung der Untersuchungen zu Wasserspiegelauslenkungen an vertikalen Strukturen

Zur Beschreibung fortschreitender bzw. vollstehender Wellenfelder liegen zahlreiche Ansätze vor, die häufig direkt aus den Gleichungen höherer Wellentheorien abgeleitet werden können. Für Wasserspiegelauslenkungen vor teilreflektierenden Bauwerken stehen bisher keine theoretischen Methoden zur Verfügung. Die Wasserspiegelauslenkung vor durchlässigen Wänden ist jedoch signifikant von der Höhe der einlaufenden Wellen und der Bauwerksporosität abhängig.

In Kammersystemen werden die Wasserspiegelauslenkungen zusätzlich stark von der Kammerlänge und der Wellenperiode beeinflusst. Die Ergebnisse der Untersuchungen weichen teilweise erheblich voneinander ab, wobei hinsichtlich der Phasenbeziehungen der Wasserspiegelauslenkungen in der Wellenkammer bisher nur wenige Angaben vorliegen.

Darüber hinaus kann eine Beeinflussung der Wasserspiegelauslenkungen in der Wellenkammer durch weitere hydraulische Effekte (u.a. Eigenschwingungen) auftreten.

2.2 Wellendämpfung an vertikalen Strukturen mit durchlässiger Front

2.2.1 Wellendämpfung an Einzelfiltern

Die angestrebte Reduzierung des technischen Aufwandes u.a. bei der Realisierung von Schutzbauwerken führte schon vor über 50 Jahren zur Untersuchung von Tauchwänden und anderen teildurchlässigen Strukturen. In zahlreichen Untersuchungen wurde deren Schutzwirkung, d.h. die Transmission von Wellenenergie in den Leebereich der Struktur, überprüft. Das Grundproblem hierbei besteht in der Ermittlung des Druckgradienten und des Fließwiderstandes (Abb. 7), die von der Strukturgeometrie und den Seegangsparmetern beeinflusst werden und in direkter Wechselwirkung stehen. Infolge der Verengung des Fließquerschnittes an den Bauwerksöffnungen steigen die Partikelgeschwindigkeiten stark an. Durch Umlenkverluste (etc.) kommt es dabei im Einlaufbereich zu Ablösungen, so daß der geometrische Öffnungsquerschnitt weiter reduziert wird. Diese Kontraktion (Abb. 7), deren Messung aufgrund der instationären Verhältnisse unter Wellenbewegung stark erschwert wird, ist wesentlich von den geometrischen Abmessungen der Struktur (ϵ , t_B , etc.) und den Seegangsverhältnissen (H , L , h , etc.) bestimmt.

Wiegel (1960) leitet einen Ansatz zur Ermittlung der Wellentransmission an einer Tauchwand auf Grundlage linearer Wellentheorie ab und legt dabei eine rein geometri-

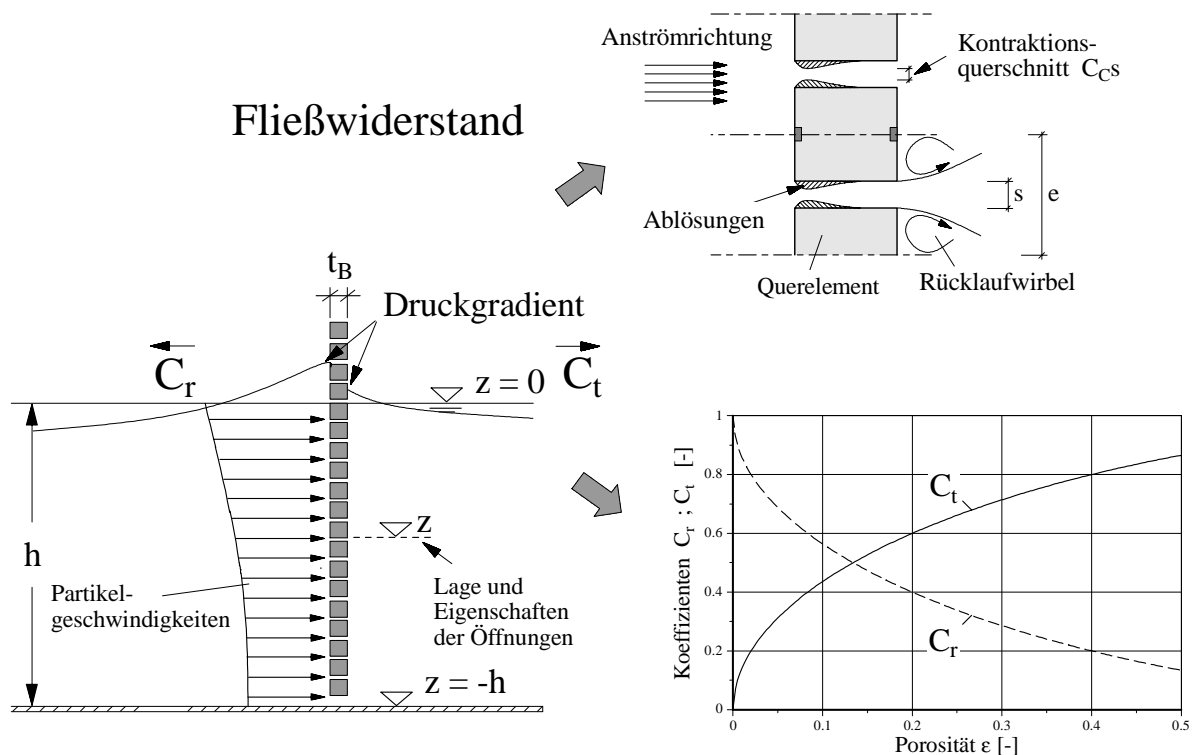


Abb. 7: Einflußparameter und grundsätzliche Beziehungen hinsichtlich der hydraulischen Eigenschaften einer durchlässigen Einzelwand.

sche Aufteilung des Energieflusses an der Struktur zugrunde, Diffraktionseinflüsse bleiben unberücksichtigt. *Kriebel* (1992) stellt in seinen Untersuchungen geschlitzter Wände jedoch fest, daß der Ansatz von *Wiegel* die Transmission unterschätzt, da der Einfluß der Reflexion auf die Druckerhöhung vernachlässigt wird.

Hartmann (1969), dessen Untersuchung an durchlässigen Wänden auf der Theorie von *Goda u. Ippen* (1963) aufbaut, reduziert die Einflußparameter hinsichtlich der Wellentransmission ebenfalls auf die Bauwerksporosität. Insbesondere bei geringen Porositäten werden nach *Hartmann* jedoch bis zu 50% höhere Transmissionskoeffizienten ermittelt als nach *Wiegels* Ansatz, da der Porositätseinfluß anders gewichtet wird. Der geometrische Ansatz von *Hartmann* wird durch Messungen von *Grüne u. Kohlhasse* (1975) bestätigt. Mit zunehmender Wellensteilheit wird eine Verringerung des Transmissionskoeffizienten beobachtet.

Hayashi et al (1966) stellen einen theoretischen Ansatz zur Bestimmung der Wellendämpfung von Flachwasserwellen an durchlässigen Wänden aus vertikalen Pfeilern unter Einbeziehung der Seegangsbedingungen vor. Aus der Kontinuitätsbedingung und dem Energiesatz wird die Geschwindigkeit (u_{jet}) zwischen zwei Pfählen unter Berücksichtigung eines Geschwindigkeits- und eines Kontraktionskoeffizienten ($C = C_v C_c$) bestimmt. Der Beiwert C (angesetzt zwischen 0.9 u. 1.0 für runde Elemente) wird nicht theoretisch hergeleitet, örtliche Energieverluste werden nicht berücksichtigt. Das Modell gibt lediglich den Trend ermittelter Meßergebnisse wieder.

Kriebel (1992) erweitert das Flachwassermodell von *Hayashi et al.* (1966) auf beliebige Wassertiefen. Die Verluste werden durch den Kontraktionsbeiwert C_c beschrieben, der lediglich von der Bauwerksgeometrie abhängig ist und auf *Mei* (1983) zurückgeht. Die theoretischen Ergebnisse von *Kriebel* beschreiben den Zusammenhang zwischen dem Transmissionskoeffizienten und der Porosität für die experimentell untersuchten Wellensteilheiten ($0.025 < H/L < 0.067$) recht gut.

Sawaragi et al. (1973, 1975, 1976) untersuchen die Wellendämpfung an einer einzeln stehenden Filterwand. Aus der linearen Wellentheorie werden Gleichungen für die Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter der Struktur, in Abhängigkeit der Reflexions- und Transmissionskoeffizienten abgeleitet, die aus dem Durchflußwiderstand der Wand unter Verwendung des Kontinuitätssatzes und der instationären Bernoulli-Gleichung berechnet werden. Mit der Annahme $C_r = 1 - C_t$ werden explizite Lösungsgleichungen in Abhängigkeit der Porosität und eines experimentell zu ermittelnden Durchflußbeiwertes angegeben. Der Ansatz $C_r = 1 - C_t$ wird ebenfalls von *Hattori* (1972) verwendet und führt dort zu sehr guten Ergebnissen.

Sawaragi und Iwata (1975) stellen fest, daß die stärksten Änderungen von C_t und C_r bei Porositäten $\varepsilon \leq 30\%$ auftreten. Mit größerer Wellensteilheit sinkt der C_t -Wert und C_r steigt an. Da die Wellenlänge in den Versuchen jedoch konstant ist, wird eher der

Einfluß der Wellenhöhe auf die Strukturdurchlässigkeit beschrieben.

Die in den analytischen Ansätzen verwendeten Gleichungen zur Bestimmung der Reflexions- und Transmissionseigenschaften durchlässiger Einzelwände sind in Tab. 2 angegeben.

Dynamische Randgrößen

Der Fließwiderstand der Wandöffnungen wird wesentlich von der Querschnittsform (Porosität, Öffnungsgröße, Wanddicke, etc.) und den Seegangsbedingungen (u.a. Geschwindigkeitsverteilung, vgl. Abb. 7) festgelegt, deren Einfluß zum Teil theoretisch oder halbempirisch (überwiegend auf Grundlage stationärer Strömung) approximiert werden kann. Bei der Gegenüberstellung mit Ergebnissen hydraulischer Modellversuche wird jedoch häufig zusätzlich (z.B. *Hattori*, 1972) bzw. ausschließlich (z.B. *Sawaragi und Iwata*, 1975) ein empirisch bestimmter Durchflußbeiwert eingeführt, der zur Anpassung der theoretischen Werte dient.

Wenn dynamische Randgrößen (Druckgradient, Kontraktion, etc.) nicht nur in Form mittlerer approximierter Werte in globalen Betrachtungen berücksichtigt werden sollen, muß vor einer theoretischen Beschreibung die maßgebliche bzw. zugrunde gelegte Wellenphase definiert werden. Die Partikelgeschwindigkeiten und die Höhe der transmittierten Welle werden von *Hayashi et al.* (1966) für den Zeitpunkt des Wellenberges am Bauwerk berechnet, da angenommen wird, daß der hier vorliegende maximale Druckgradient für das Maß der Wellentransmission verantwortlich ist, wobei Phasengleichheit von einlaufender, reflektierter und transmittierter Welle vorausgesetzt wird. Nach *Sawaragi et al.* (1976) muß die Wellentransmission prinzipiell als Integral der über die Wellenlänge variierenden Durchströmung der Filterwand berechnet werden, näherungsweise wird jedoch (wie auch von *Kriebel*, 1992) die *Hayashi*-Methode verwendet.

Dem Druckgradienten (antreibende Kraft) steht der Fließwiderstand entgegen, der sich proportional zum Öffnungsquerschnitt $C_c \varepsilon$ und der zurückzulegenden Fließstrecke l^* , sowie den Partikelgeschwindigkeiten in den Öffnungen u_{jet} verhält.

Grüne und Kohlhasse (1975) beobachten, daß der Transmissionskoeffizient mit zunehmender Wanddicke (Wanddicke von rd. $0.01 < t_b/b < 1.5$, $b = \text{const.}$) um 10% abnimmt (Porosität $\varepsilon = 25\%$). Mit steigender Durchlässigkeit reduziert sich der Einfluß der Wanddicke, so daß umgekehrt vermutet werden kann, daß bei sehr geringen Porositäten der Einfluß der Wanddicke auf den Fließwiderstand überproportional ansteigt. Ebenfalls *Kakuno* (1983) stellt für eine vorgegebene Porosität ($\varepsilon = 15\%$) fest, daß dünne Platten (gefolgt von Filterwänden aus Rund-, bzw. Rechteckquerschnitten) am geringsten reflektieren und vergleichsweise den größten Anteil der Energie transmittieren.

Tab. 2: Analytische Ansätze zur Bestimmung der Reflexions- und Transmissions-eigenschaften durchlässiger Einzelwände

Autor	Ansatz für Wellentransmission / -reflexion	Anmerkungen
Wiegel (1960)	$C_t = \frac{\frac{4\pi(z+h)/L}{\sinh 4\pi h/L} + \frac{\sinh 4\pi(z+h)/L}{\sinh 4\pi h/L}}{1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh 4\pi h/L}}$	Ausnahme: Tauchwand ($z > -h$)
Hartmann (1969)	$C_t = \sqrt{2\varepsilon - \varepsilon^2}$	
Hayashi et al. (1966)	$C_t = 4 \frac{h}{H_i} \zeta \left[-\zeta + \sqrt{\zeta^2 + \frac{H_i}{2h}} \right] \quad C_r = 1 - C_t$ $\zeta = \frac{C \cdot \varepsilon}{\sqrt{1 - \varepsilon^2}}$	(aus Energiesatz) $C = C_C C_v (= 0.9-1.0)$
Hattori (1972)	$C_t = \frac{2\pi}{\zeta} \frac{h}{H_i} \left(\beta + \frac{kh}{\tanh kh} \right) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{\zeta}{\pi} \frac{H_i}{h} \frac{1}{\beta + (kh/\tanh kh)}} \right]$ $\zeta = \frac{\pi^2}{8} \left[\left(\frac{1}{(C\varepsilon)^2} - \alpha \right) - 2 \left(\frac{1}{C\varepsilon} - 1 \right) \right]$ $\alpha = \left(\frac{kh}{\sinh kh} \right)^2 \left(1 + \frac{\sinh^2 kh}{3} \right) \quad \beta = 0.5 \frac{kh}{\tanh kh} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)$	$C_r = 1 - C_t$
Sawaragi u. Iwata (1973)	$C_t = \frac{4}{H_i} \left[-\varepsilon_0^2 C_C^2 \varepsilon^2 M + \sqrt{(\varepsilon_0^2 C_C^2 \varepsilon^2 M)^2 + a \varepsilon_0^2 C_C^2 \varepsilon^2 M} \right]$ $M = \frac{(kh)^2}{\omega^2} \left[g + \frac{\omega^2}{k \sinh kh} + \frac{\omega^2 (kh)^2}{6k \sinh kh} \right]$ $(\varepsilon_0 C_C)^2 = (C \sqrt{2})^2 \quad C_r = 1 - C_t$	(Energiesatz, Kontinuität) $C = 0.27 - 0.64$ (für $0.06 < \varepsilon < 0.11$; $0.08 < h/L < 0.16$)
Kakuno (1983)	$C_t = \sqrt{\left(\frac{1}{k^2 C^2 + 1} \right)} \quad C_r = \sqrt{\left(\frac{k^2 C^2}{k^2 C^2 + 1} \right)}$	C: blockage coefficient in Abhängigkeit der Elementform
Kriebel (1992)	$C_t = \frac{-1 + \sqrt{1 + 4 \cdot T_t}}{2 \cdot T_t}$ $T_t = \zeta \frac{1}{6} \frac{H_i}{L} \frac{\sinh(4\pi h/L) + 4\pi h/L}{\sinh^2(2\pi h/L)}$ $\zeta = \frac{3\pi}{16} C_D \left(\frac{1}{C_C \varepsilon} - 1 \right)^2$	C_D : Zähigkeitskoeffizient ($C_D = 2.0$ gesetzt) C_C nach Mei (1983)

Lediglich *Sawaragi et al.* (1976), die das Verhältnis $t_B/b = 0.25 - 1.0$ horizontaler Querelemente eines Einzelfilters bei gleicher Porosität $\varepsilon = 20\%$, sowie das Verhältnis von b/H ($0.5 - 1.5$, $\varepsilon = 11\%$) variieren, stellen keinen Einfluß dieser Randparameter auf C_r und C_t fest. Die Wanddicke spielt offenbar bei entsprechend kleinen Werten t_B/b eine untergeordnete Rolle (untersucht wurden Werte zwischen $0.0025 < t_B/L < 0.01$, vergleichbar mit denen im GWK).

Ansätze zur Quantifizierung des Fließwiderstandes basieren in der Regel auf theoretisch und empirisch ermittelten Beziehungen in stationärer Strömung. *Hattori* (1972) zitiert empirische Untersuchungen von *Rouse* (1938), der den Kontraktionsbeiwert unter stationärer Strömung in Abhängigkeit der Porosität und der Reynolds-Zahl beschreibt. Im laminaren Bereich steigt C_c rasch an und läuft dann (rd. $Re = 10^4$) asymptotisch gegen $C_c = 0.6$. Der Einfluß der Porosität zeigt sich nur zwischen $100 < Re < 4000$, wobei große Porositäten eine nur geringe Einschnürung des Durchflußquerschnittes bewirken (geringste Einschnürung $C_c = 0.9$ für $\varepsilon = 63\%$). Porositäten unter $\varepsilon = 35\%$ ergeben C_c -Werte, die sämtlich zwischen 0.65 und 0.75 liegen. Der von *Mei* (1974) verwendete Ansatz, der auf Untersuchungen von *Weisbach* (1875) zurückzuführen ist, ergibt für Porositäten $5\% < \varepsilon < 30\%$ Werte $0.6 < C_c < 0.65$.

Obwohl die Energieverluste in erster Linie den hohen Geschwindigkeiten zuzuordnen sind, stellt *Hattori* fest, daß der Energieverlust nicht nur von der Porosität und dem t_B/s Verhältnis beeinflußt, sondern ebenfalls von der Reynolds-Zahl abhängig ist, welches möglicherweise durch die Übertragung der Verlustbeiwerte auf eine instationäre Strömung bedingt ist.

Hattori (1972) untersucht die Wellendämpfung an einzeln stehenden Filterwänden und stellt die Ergebnisse den Berechnungen eines potentialtheoretischen Modells gegenüber, wobei die Energiedissipation beim Durchströmen der Filterwand durch einen Druckstoßverlust (Impulssatz) eingeht. Der aus den Versuchen bestimmte Durchflußkoeffizient C variiert in Abhängigkeit der relativen Bauwerksdicke zwischen 0.4 und 0.75. Wenn die relative Wassertiefe h/L oder der fiktive Durchflußquerschnitt εC abnimmt, dann verlagert sich die theoretisch optimale Wellenhöhe, an der eine maximale Dissipation ($C_r = C_t = 0.5$, vgl. Abb. 7) auftritt, zu niedrigeren Werten. Dies deutet auf die Wechselwirkung zwischen Porosität und Partikelgeschwindigkeiten (Wellenhöhe) sowie deren engen Zusammenhang zum Durchflußwiderstand und zur Energiedissipation hin. Ebenfalls *Sawaragi und Iwata* (1975) beobachten, daß der für geringe Porositäten (mit $b/t_B = 1$ und $t_B/H \leq 1.5$) untersuchte Durchflußwiderstand C mit Zunahme der Wellensteilheit und Abnahme der relativen Wassertiefe ansteigt.

Tuck (1971) untersucht die Transmission von Wellen kleiner Amplitude durch einen schmalen Schlitz in einer unendlich dünnen vertikalen Wand (Tiefwasser). Der viskose Einfluß realer Fluide an den scharfen Kanten der Öffnung wird nicht berücksichtigt. Der

C_t -Wert hängt nach Tuck vorrangig vom Verhältnis (i) der Schlitzweite zur Position der Öffnungsachse unterhalb des Wasserspiegels (s/z_s) und (ii) der Position der Öffnungsachse zur Wellenlänge (z_s/L) ab. Langperiodische Wellen transmittieren im Vergleich zu kurzperiodischen Wellen stärker durch verhältnismäßig kleine bzw. in großer Wassertiefe liegende Öffnungen, welches der Modellvorstellung von *Wiegel* (1960) entspricht.

Die Verknüpfung der lokalen Prozesse bei der Durchströmung der Wandöffnung (Nahfeld) und der globalen Auswirkungen auf das Wellenfeld (Fernfeld) erfolgt durch "effektiven Lochdurchmesser" s^* . Dieser charakterisiert die hydraulischen Eigenschaften der Wandöffnung, ohne daß die Prozesse beim Durchströmen der Struktur bzw. die genauen geometrischen Abmessungen der Öffnung im Detail bekannt sein müssen. Aus den Potentialgleichungen werden folgende Ergebnisse für s^* abgeleitet:

- die effektive Lochgröße nimmt mit steigender Wanddicke rasch ab
- die Ergebnisse schlitzartiger Öffnungen (2D-Betrachtung) weichen von runden Öffnungen (3D-Fall) ab, wenn die Lochbreite größer ist als das fünffache der Lochhöhe s
- direkt nebeneinander liegende Schlitze verhalten sich wie ein (größerer) Schlitz
- der effektive Lochdurchmesser zweier entfernt liegender Schlitze ist größer als die Summe der Einzelöffnungen.

Ein Vergleich der theoretischen Berechnungen zur Wellentransmission mit Ergebnissen aus experimentellen Versuchen an Wänden geringerer Dicke ($t_b/s = 0.4-0.6$, siehe auch *Guiney et al.*, 1972) und scharfkantigen Öffnungen zeigt sehr gute Übereinstimmung, woraus *Tuck* schließt, daß die Vernachlässigung von Einflüssen realer Fluide sowie Ablösungen an den Kanten der Öffnung zu keinen signifikanten Abweichungen führt, was mit hoher Wahrscheinlichkeit auf geringe Wellenhöhen (nicht angegeben) und Wanddicken in den Versuchen zurückzuführen und nur bedingt auf technisch maßgebliche Randbedingungen übertragbar ist.

Kakuno (1983) modifiziert den Ansatz von *Tuck* (1971) und wendet diesen für vertikal geschlitzte Wände an, die jeweils aus unterschiedlichen Elementformen zusammengesetzt sind. Zur Anpassung der Lösungsgleichungen im Nah- und Fernfeld wird ein von verschiedenen Autoren (*Newman* (1969), *Taylor* (1973), u.a.) in Abhängigkeit der Profilform und dem Verbauungsgrad ($1-\epsilon$) ermittelter Verbauungskoeffizient angewendet. Die Ergebnisse stimmen mit Messungen im kleinen Maßstab hinsichtlich der Reflexion überein, die Transmission wird hingegen überschätzt, welches *Kakuno* der Vernachlässigung örtlicher Verluste zuordnet.

Macaskill (1979) erweitert ebenfalls den Tuck-Ansatz auf eine beliebige Verteilung der Porosität an der betrachteten Wand. Der von *Tuck* (1975) vorgeschlagene effektive Lochdurchmesser s^* zur Berücksichtigung des Abstandes zweier Einzel-Öffnungen

bestätigt sich für langperiodische Wellen, bei der Transmission kurzperiodischer Wellen divergieren die Ergebnisse mit steigender Entfernung der Schlitze. Die Viskosität wird in den Betrachtungen vernachlässigt, daher kann der Einfluß der Bauwerksdicke nicht abgeschätzt werden.

In Tab. 3 sind unterschiedliche Definitionen verwendeter Durchflußkoeffizienten bzw. dynamischer Beiwerte zur Anpassung an die Versuchsbedingungen zusammengestellt.

Tab. 3: Übersicht der in Untersuchungen verwendeten Durchflußbeiwerte und der darin berücksichtigten Randparameter.

Autor	Durchflußbeiwerte/ effektive, dynamische Größen	Anmerkungen
Robertson (1965) Richey & Sollit (1970) ¹⁾	$l^* = 4/3 \, s$	¹⁾ $s/t_B = 1$ (runde Öffnungen)
Chegini & Wilkinson (1995)	$l^* = 1/2 \, s$	
Morse & Ingard (1968) Mei (1974)	$l^* = \frac{e}{\pi} \ln 0.5 \left(\tan \frac{\varepsilon \pi}{4} + \cot \frac{\varepsilon \pi}{4} \right)$	Einzelschlitz ($e\pi/L \ll 1$)
Hagiwara (1984), Hagiwara & Sawaragi (1991)	$l^* = (\varepsilon + C_M (1 - \varepsilon)) \, t_B$	$C_M = 2.19$ (Rechteck-Elemente)
Weisbach (1875)	$C_C = 0.63 + 0.37 \left(\frac{s}{e} \right)^2$	Versuche in stationärer Strömung (ebenfalls Mei, 1974, mit gerundeten Werten)
Mei (1983)	$C_C = 0.6 + 0.4 \, \varepsilon^3$	
Tuck (1975)	$s^* = \sqrt{e^2 - s^2}$	Effekt mehrerer nebeneinander liegender Öffnungen

Zusammenfassende Bewertung der Untersuchungen bezüglich der Wellendämpfung an einzelnen durchlässigen Filterwänden

In den theoretischen Modellen zur Berechnung von Transmission und Reflexion wird der (theoretisch nur teilweise zu ermittelnde) Durchflußwiderstand als Verknüpfungsfaktor zwischen Nah- und Fernfeld zur Anpassung gegenüber gemessenen Daten verwendet. Der Durchflußwiderstand, der je nach Definition verschiedene Anteile (Porosität, Querschnittsform der Bauteile, Kontraktion, Geschwindigkeit, örtliche Verluste, Reibung) berücksichtigt, wird in Form eines Koeffizienten C oder als fiktive “dynamische“ bzw. “effektive“ Größe angesetzt, die die hydraulischen Eigenschaften der Bauwerksgeometrie charakterisieren. Auch wenn der viskose Reibungsterm unabhängig von der Reynolds-Zahl angenommen werden kann, verstärkt sich der Durchflußwiderstand in Abhängigkeit der Wellenhöhe exponentiell, weshalb rein bauwerksspezifische Beiwerte unzureichend sind.

- Wesentliche Einflußparameter hinsichtlich der Wellenreflexion und der Wellentransmission stellen die Bauwerksporosität und die Wellenhöhe dar. Um eine maximale Dissipation von Wellenenergie beim Durchströmen der Wand zu erreichen, müssen Bauwerksporosität und Wellenhöhe in einem optimalen Verhältnis zueinander stehen. Der Einfluß der Wellenlänge auf die hydraulischen Prozesse an einzeln stehenden durchlässigen Wänden ist bei Vorliegen geringer Wanddicke (etwa $t_b/L < 0.01$) vernachlässigbar.
- Der Strömungswiderstand wird neben der Porosität auch von der Querschnittsform und der Dicke des Bauwerkes bestimmt. Signifikant ist deren Einfluß dann, wenn die Geschwindigkeiten in den Bauwerksöffnungen groß werden, d.h. geringe Porositäten (etwa $\varepsilon < 25\%$) und/ oder hohe Wellen einen entsprechend hohen Druckgradienten am Bauwerk erzeugen. Das Verhältnis t_b/b ist darüber hinaus nur in Zusammenhang mit der bezogenen Wanddicke als übertragbares Kriterium zu bewerten ($t_b/L > 0.01$)

Die Reflexions- und Transmissionskoeffizienten fassen die gemittelten Prozesse an der Struktur global zusammen (zeitlicher Verlauf der Bauwerksdurchströmung über eine Wellenperiode sowie tiefenabhängige Verteilung der Orbitalgeschwindigkeiten unter einer Welle). Unklar ist, ob der theoretisch ermittelte maximale Druckgradient (Wellenberg an der Wand) ein ausreichendes Kriterium bietet, um den Einfluß der Struktur auf den Seegang ausreichend genau zu beschreiben. Druckgradient und Durchflußwiderstand stehen in direkter Wechselwirkung zueinander, daher muß der Gleichgewichtszustand iterativ ermittelt werden, welches die vereinfachte Abschätzung diverser Randbedingungen erfordert. Um die Übertragbarkeit und die Ergebnisse der theoretischen Modelle zu verbessern, ist es zunächst notwendig die tatsächlich auftretenden Druckgradienten mit den Struktur- und Seegangparametern zu verknüpfen.

2.2.2 Wellendämpfung an Systemen durchlässiger Strukturen ohne dichte Rückwand

Die in diesem Abschnitt behandelten Strukturen unterscheiden sich gegenüber den Einzelwänden in ihrer Wirkungsweise, obgleich ebenfalls ein Teil der Seegangenergie (in Abhängigkeit der Randbedingungen) durch das Bauwerk transmittiert. Bei Systemen durchlässiger Einzelwände entstehen Mehrfachreflexionen, die die Wellen-Bauwerks-Interaktion verstärken und deren Wirksamkeit sehr stark von der Porosität und dem Abstand der Wände untereinander bestimmt ist. Die Arbeitsweise ist der von isoliert stehenden Einzelwänden zwar grundsätzlich ähnlich, durch die Mehrfachreflexionen werden die Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter einer Wand jedoch weitgehend entkoppelt, so daß Druckgradienten und Fließwiderstände (u.a.) nicht übertragbar sind. Raumstrukturen weisen aufgrund der Bauwerkslänge einen sehr viel größeren Reibungs- und Viskositätseinfluß auf (Abb. 8), zudem werden nicht nur die Horizontal- sondern auch die Vertikalgeschwindigkeiten gedämpft. Daher müssen diese Strukturen über eine wesentlich höhere Porosität verfügen als dünnwandige Bauwerke um den höheren Fließwiderstand zu kompensieren, der sonst zu einer starken Reflexion an der Bauwerksfront (bzw. im Bauwerk) führt. Je höher der Fließwiderstand ist, umso kürzer ist die Fließstrecke und damit die Energiedissipation im Bauwerk. Wellen geringer Höhe, die relativ ungehindert in das Bauwerk transmittieren, werden daher bei ausreichender Länge der Struktur besonders stark gedämpft. Bei Vorliegen entsprechend starker Energiedissipation ist der Zusammenhang $C_r = 1 - C_t$ nicht mehr gültig (vgl. Abb. 8).

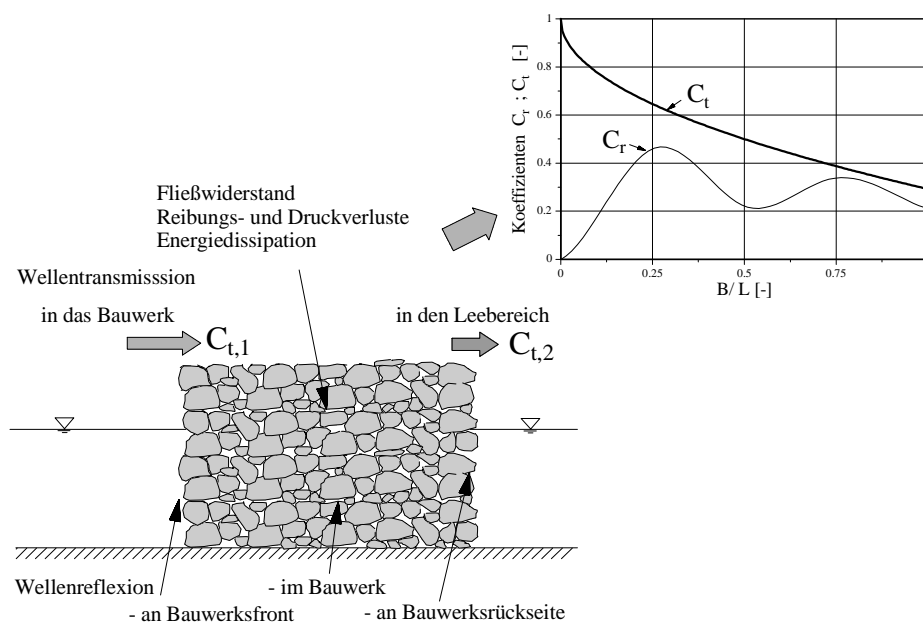


Abb. 8: Hydraulisch signifikante Randgrößen eines Schutzbauwerkes in näherungsweise homogener Raumstruktur

Zur Berücksichtigung dieser wesentlichen Unterschiede zum Einzelfilter entwickeln *Sollitt & Cross* (1972) ein potentialtheoretisches Modell zur Bestimmung von Reflexion und Transmission eines geschütteten Wellenbrechers auf der Grundlage der erweiterten Bewegungsgleichung in porösen Medien. Der Durchflußwiderstand des Wellenbrechers setzt sich aus zwei Termen zusammen, wobei der lineare Widerstandsterm bei niedrigen Reynolds-Zahlen (Darcy'sches Filtergesetz) und der quadratische turbulente Widerstandsterm bei hohen Reynolds-Zahlen bestimmend ist (Forchheimer Gleichung). Neben der Porosität wird eine hydraulische Durchlässigkeit des Schüttkörpers definiert. Die Energiedissipation wird in Abhängigkeit des Reibungsbeiwertes C_F , der die Beziehung zwischen den Parametern des Schüttkörpers (Porosität, Filtergeschwindigkeit, turbulenter Fließwiderstand) und des Strömungsfeldes (Viskosität, Durchfluß) beschreibt, iterativ bestimmt. Der Reibungswiderstand steigt mit der Fließgeschwindigkeit im Schüttkörper, die proportional zur Wellensteilheit ist.

Hydraulische Modellversuche an homogenen rechteckigen und geschichteten, trapezförmigen geschütteten Wellenbrechern zeigen, daß der Transmissionskoeffizient C_t mit Abnahme von Wellenlänge und Bauwerksporosität sowie mit Zunahme von Wellenhöhe und Bauwerkslänge sinkt. Der Reflexionskoeffizient C_r verringert sich bei zunehmender Porosität sowie bei abnehmender Wellen- und Bauwerkslänge. Der Vergleich von theoretischen und experimentellen Ergebnissen zeigt mäßig gute Übereinstimmung. Die sich andeutende Abhängigkeit des Reflexionskoeffizienten von der relativen Bauwerkslänge wird nicht durch die Theorie erfaßt und inhaltlich auch nicht diskutiert.

Kondo u. Toma (1972) stellen hingegen einen deutlichen oszillierenden Verlauf des Reflexionskoeffizienten gegenüber der relativen Bauwerkslänge eines räumlichen Bauwerks mit homogener Gitterstruktur fest. Dies ist insbesondere bei niedrigen Wellenhöhen und Strukturen mit geringem Fließwiderstand zu beobachten. Minima und Maxima des C_r - Wertes sind um $0.25 B/L$ verschoben, so daß das erste Minimum an Wellenreflexion bei $B/L = 0.5$ liegt (vgl. Abb. 8). Das erste Maximum des C_r steigt mit zunehmenden Fließwiderstand der Struktur an, der gleichzeitig dazu führt, daß sich die effektive Kammerlänge B^* und damit das optimale B/L -Verhältnis (Reflexion) in Abhängigkeit des dynamischen Fließwiderstandes ausbildet. Mit zunehmender Bauwerkslänge nehmen die Schwingungen ab, da die Dissipation im Bauwerk vergrößert wird und an der Bauwerksrückseite keine ausgeprägte Reflexion mehr stattfindet. Die Wellentransmission verringert sich stetig mit zunehmender Bauwerkslänge.

Dies wird in den Untersuchungen von *Le Méhauté* (1972) bestätigt, der potentialtheoretische Untersuchungen an einem aus parallel zur Wellenaufrichtung installierten vertikalen Platten zusammengesetzten Wellenabsorber durchführt, deren Abstände in Wellenaufrichtung durch zusätzliche Platten verringert wird. *Le Méhauté* geht davon aus, daß die Energiedissipation mit zunehmender Kontaktfläche zwischen Absorber-

platten und durchströmender Wassermasse ansteigt (Reibungsmodell). Da mit ansteigen der Plattenzahl auch die Reflexion an der seewärtigen Absorberbegrenzung zunimmt schlägt *Le Méhauté* vor, die Durchlässigkeit nach und nach in Wellenfortschrittsrichtung zu reduzieren. Durch die Teilreflexionen im Absorberinneren kommt es zur Verstärkung der Wellen-Bauwerks-Interaktion, wodurch die Reibungsverluste zunehmen. Jeder Bereich im Absorber wird durch einen Dämpfungskoeffizienten, der den Reibungswiderstand wiedergibt, charakterisiert. Experimentelle Untersuchungen im kleinen Maßstab an einem aus Maschendraht und Aluminiumresten gefertigten Absorber, dessen Länge etwa der Wellenlänge entspricht, zeigen, daß bei Verdichtung der landseitigen Bereiche der Struktur die Transmission (von anfänglich $C_t = 0.8$ auf Werte um $C_t = 0.3$) reduziert werden kann, ohne daß die Reflexion (von rd. 5%) verstärkt wird. Wird die Struktur anders herum eingebaut, steigt die Reflexion hingegen auf über 20% an. Dies zeigt deutlich, daß (i) die Energiedissipation einer ausreichenden Wellentransmission bedarf, und bestätigt (ii) daß die Porosität der Frontseite, bzw. des vorderen Bereiches der Raumstruktur gegenüber dem Seegang optimiert werden muß, um maximale Wellendämpfung zu bewirken, was u.a. in den Untersuchungen von *Madsen* (1983), der einen Ansatz zur Reflexion eines geschütteten Wellenbrechers auf der Basis des Darcy'schen Filtergesetzes ableitet, untermauert wird.

Bei Systemen mehrerer durchlässiger Einzelwände ist das Filtergesetz nicht geeignet die hydraulischen Prozesse zu beschreiben, da Einzelkammerlängen und Porositäten der Einzelwände örtlich festgelegte Fließwiderstände induzieren, die über Re-Reflexionen (etc.) in Wechselwirkung stehen. *Sawaragi u. Iwata* (1975) und *Sawaragi, Iwata u. Pena* (1976) untersuchen die hydraulische Wirksamkeit mehrerer Einzelfilter und vergleichen die theoretischen Ergebnisse mit experimentellen Versuchen in kleinen Maßstab. Die Werte C_t und C_r der Einzelwände werden analog zu *Sawaragi u. Iwata* (1973, 1975) ermittelt (vgl. Abschn. 2.2.1).

Zur Übertragung des theoretischen Ansatzes für einen Einzelfilter auf ein System mehrerer Wände wird vorausgesetzt, daß die für Einzelfilter bestimmten Reflexions- und Transmissionskoeffizienten konstant und somit unabhängig von einer sukzessiven Wellenhöhenabnahme im System sind. Zur Ermittlung der Gesamtkoeffizienten für die Beschreibung der hydraulischen Wirksamkeit des Systems werden alle Teilreflexionen und Re-Reflexionen (analog für Transmission) linear überlagert, wobei weder für die Reflexion, noch für die Transmission ein Phasenversatz der Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter den einzelnen Wänden im System berücksichtigt wird. Die Versuchsergebnisse zeigen, daß die optimale Kammerlänge eher zwischen $B/L = 0.20$ und 0.25 liegt, welches darauf hindeutet, daß entgegen der Annahme ein Phasenversatz beim Durchströmen der Wände auftritt. Die Wellendämpfung in einem Filtersystem wird im wesentlichen auf die Überlagerung der einlaufenden und der mehrfach im Bauwerk reflektierten und re-reflektierten Wellen zurückgeführt, indem sich bei günstiger Phasen-

beziehung die anteiligen Wasserspiegelauslenkungen vor bzw. hinter der Struktur auslöschen. Die Variation des Transmissionskoeffizienten gegenüber der relativen Kammerlänge verläuft analog zur Reflexion, jedoch mit erheblich geringerer Schwankungsbreite. Die zusätzliche Energiedissipation in den Wellenkammern wird durch einen exponentiell mit der Lauflänge x der Wellen im Filtersystem abnehmenden Beiwert α angesetzt. Dieser wird in den aufgeführten Berechnungen jedoch nicht berücksichtigt.

Wird die erste Filterwand bei einem System aus zwei Filterwänden sehr durchlässig ($C_t = 0.82$), die zweite Filterwand hingegen relativ dicht ($C_t = 0.25$) gewählt, dann zeigt sich ein ausgeprägter Einfluß der Kammerweite auf den Reflexionskoeffizienten. Je stärker die erste Wand die einlaufende Wellenenergie reflektiert, umso stärker ist die Gesamtreflexion des Systems und um so weniger zeigt sich ein ausgeprägter Einfluß der Kammerweite auf den Reflexionskoeffizienten. Dies liegt daran, daß die Amplitude der durch die erste Wand transmittierten und an der zweiten Wand reflektierten Welle auch bei optimalem Phasenbezug nicht ausreicht, um die an der ersten Wand reflektierte Welle auszulöschen. *Sawaragi und Iwata* (1975) leiten unter Vorgabe eines optimalen Phasenbezuges ($B/L = 0.25$) ein optimales Verhältnis der Teilreflexionen beider Einzelfilter hinsichtlich der Minimierung der Gesamtreflexion ab, welches mit $C_{r,1} = C_{r,2}/(1+2C_{r,2})$ beschrieben wird und sich näherungsweise in den experimentellen Ergebnissen bestätigt.

Zwei unmittelbar hintereinander stehende Filter (relativer Abstand rd. $x/L = 0.025$) führen dazu, daß die Reflexion verstärkt wird. Der Einbau weiterer Filter ergibt eine Abnahme der Transmission, die Reflexion bleibt im günstigsten Fall gleich groß.

Zusammenfassende Bewertung der Untersuchungen zur Wellendämpfung an Systemen durchlässiger Strukturen ohne dichte Rückwand

Die Wellendämpfung von Bauwerken, die eine signifikante räumliche Ausdehnung in Wellenfortschrittsrichtung aufweisen, zeichnet sich durch eine erhöhte Energiedissipation infolge längerer Reibungsstrecken und stärkerer Wellen-Bauwerksinteraktion (B/L Einfluß) aus. Je stärker die Wellenreflexion am bzw. die Energiedissipation im Bauwerk ist umso stärker wird die Wellentransmission reduziert, wobei dies:

- bei Raumstrukturen entscheidend von der Gesamtlänge und der Durchlässigkeit des Bauwerks,
- in Kammersystemen von der Anzahl und/oder dem Verbauungsgrad der Wände im System beeinflußt ist.

Die Wellenreflexion ist wesentlich stärker von der relativen Kammerlänge beeinflußt als

dies bei der Transmission der Fall ist. Soll die hydraulische Wirksamkeit optimiert werden (d.h. geringe Werte C_t und C_r) müssen die Kriterien für die funktionelle Bemessung zusätzlich eingegrenzt werden:

- Die Durchlässigkeit der einzelnen Wände von Kammersystemen bzw. des Schüttkörpers muß in Wellenfortschrittsrichtung abnehmen, um (i), die Frontwandreflexion zu begrenzen und (ii), einen großen Teil der Seegangsenergie in die Struktur transmittieren zu lassen (Energiedissipation).
- Einzelwände im System müssen bezüglich der Porosität auf die Wellenhöhe und deren Abnahme bei der sukzessiven Durchströmung der einzelnen Wände abgestimmt sein, um die Wellen-Struktur-Interaktion durch Re-Reflexionen im Bauwerk und damit die Energiedissipation im System zu erhöhen

Geschüttete Bauwerke verhalten sich dabei durchaus vergleichbar mit echten Kammersystemen. Eine definierte Beziehung zur Bauwerkslänge stellt sich bei geschütteten Strukturen jedoch nur dann ein, wenn das Bauwerk ausreichend durchlässig ist und genügend Energie an der leeseitigen Begrenzung bzw. im Kern des Bauwerks reflektieren kann. Die nachgewiesene Zweckmäßigkeit der Abstufung der Filterdurchlässigkeit in einem Kammersystem untermauert die direkte Beziehung zwischen Wellenhöhe und Porosität und zeigt, daß die Annahme konstanter Reflexions- und Transmissionskoeffizienten in der Folge der Re-Reflexionen im Bauwerk nicht haltbar ist.

Die vorgestellten theoretischen Ansätze berücksichtigen verschiedene Verlustanteile in Abhängigkeit der Struktur des Bauwerks:

- Plattenmodell: Wandreibung
- geschüttete Raumkörper: laminare und turbulenten Widerstandsterme in Abhängigkeit des Mediums
- Stabgitter: Widerstandskraft aus Zähigkeits- und Trägheitstermen (Morison-Beiwerte)
- Filterwände: Druckstoß- und Reibungsverluste durch Ablösungen bei der Durchströmung

Druckgradient, Jet-Geschwindigkeit und Verluste sind direkt gekoppelt und müssen (wie bei Einzelwänden) unter vereinfachten Annahmen iterativ bestimmt werden.

2.2.3 Wellendämpfung an Systemen durchlässiger Strukturen mit dichter Rückwand

Grundlegende Forschungsarbeiten zum hydraulische Verhalten von Filtersystemen, die in Wechselwirkung mit einer undurchlässigen Rückwand stehen und keine Wellentransmission in den Leebereich des Bauwerks zulassen, liegen u.a. von *Jarlan* (1961), *Goda u. Ippen* (1963), sowie *Terrett et al.* (1968) vor. *Kondo* (1979), *Fugazza u. Natale* (1992), *Sawaragi et al.* (1995, u.a.) verwenden analytische bzw. numerische Ansätze zur Beschreibung des hydraulischen Verhaltens von Kammersystemen. Die selektive Wellendämpfung eines EKS wird wesentlich von der Position der durchlässigen Wand im stehenden Wellenfeld und deren dynamischer Durchlässigkeit beeinflusst, wobei sich das erste Minimum der Wellenreflexion bei einer relativen Kammerweite von etwa $B/L = 0.25$ andeutet (Abb. 9). Wellenlängen, die nach oben bzw. unten von diesem Wert divergieren, ergeben eine höhere Reflexion.

Dieser aus der Akustik abgeleitete physikalische Zusammenhang wurde zuerst von *Jarlan* (1961) zur theoretischen Analyse des Reflexionsverhaltens eines Caisson-Wellenbrechers mit perforierter Frontwand (runde Öffnungen) eingeführt. Bei Vorliegen einer stehenden Welle werden die Strömungsverhältnisse und Wasserspiegelauslenkungen in relativer Entfernung x/L vom Reflexionspunkt durch die Länge der einlaufenden Welle bestimmt. Bei Vernachlässigung jeglicher Dissipationsvorgänge (ohne Filter) stellt sich in jeder n -fachen Entfernung von $L/2$ (d.h. $x/L = 0, 0.5, 1.0, 1.5$, usw.) ein Schwingungsbauch ein, an dem die Wassermasse lediglich in vertikaler Richtung oszilliert und die

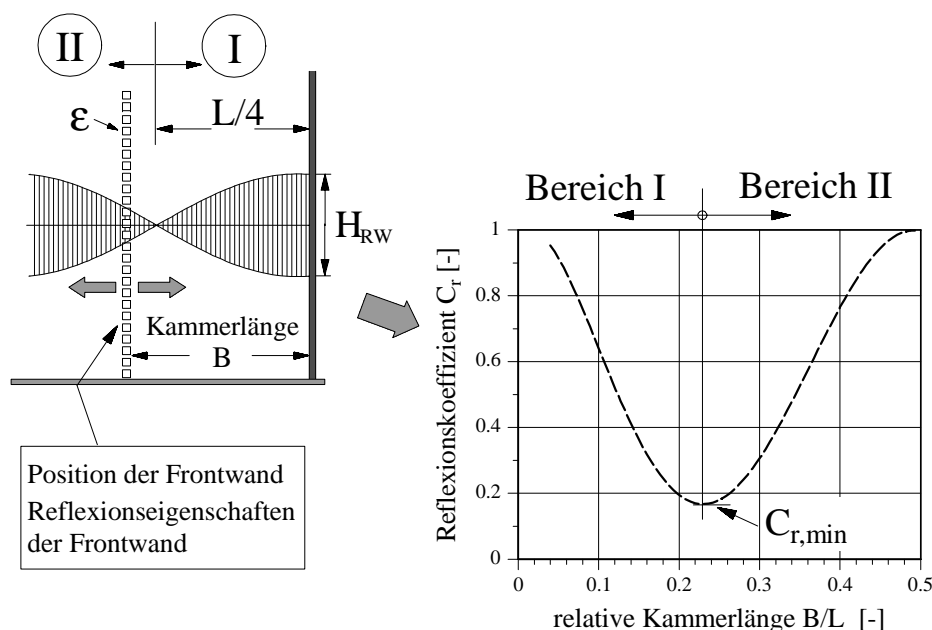


Abb. 9: Signifikante Randgrößen und grundsätzliche Beziehung zwischen Reflexionskoeffizienten und relativer Kammerlänge an einem EKS (schematisch).

horizontalen Geschwindigkeitskomponenten gleich Null sind. Zwischen diesen Schwingungsbäuchen bildet sich ein Schwingungsknoten aus (bei $x/L = 0.25, 0.75, 1.25$, usw.), an dem maximale horizontale Geschwindigkeitskomponenten vorliegen. Die Energiedissipation in einem Kammersystem ist nach *Jarlan* von der Zähigkeit (entsprechend der Dämpfung von akustischen Wellen) sowie von Turbulenzerscheinungen und Prozessen bei der Umwandlung von potentieller in kinetische Energie abhängig. Um eine ausgeprägte Wellendämpfung zu erreichen, muß daher eine Filterwand in erster Näherung in einer Entfernung von rd. $L/4$ vor der undurchlässigen Wand installiert werden.

Jarlan (1961), *Terrett et al.* (1968), aber auch *Kakuno* (1976), weisen jedoch darauf hin, daß ein Phasenversatz an der durchlässigen Wand zwischen der Wasserspiegelauslenkung vor und in der Wellenkammer auftritt, der zu einer Verschiebung des optimalen Phasenbezuges zwischen Frontwand- und Rückwandreflexion zu kürzeren relativen Kammerlängen führt, so daß ein symmetrischer Verlauf des Reflexionskoeffizienten über B/L die hydraulischen Prozesse nur unzureichend wiedergibt. Nach *Jarlan* (1962, 1965) differiert der Phasenversatz bei vorgegebener relativer Kammerlänge als Funktion der hydraulischen Impedanz der Einzelöffnungen. Diese wird als das Verhältnis von Druckgradient (vor bzw. in der Wellenkammer) zur vorherrschenden Geschwindigkeit in den Einzelöffnungen ($\Delta p/u_{jet}$) definiert und variiert daher mit der Position der Öffnung bezogen auf den Wasserspiegel.

Aus kleinmaßstäblichen Versuchen mit einer Porosität $\varepsilon = 33\%$ der seewärtigen Wand und einer fest vorgegebenen relativen Kammerlänge $B/L = 0.10$ ergeben sich in Abhängigkeit der Wellensteilheit H/L Phasenwinkel zwischen 40° ($H/L = 0.02$) und 120° ($H/L = 0.08$). Dies entspricht einer "effektiven" Kammerlänge $(B/L)^*$ zwischen 0.11 und 0.33. Der minimale Reflexionskoeffizient stellt sich bei Phasenwinkeln zwischen rd. 50° und 60° , d.h. bei einer effektiven relativen Kammerlänge von rd. $(B/L)^* = 0.15$, ein.

Dieses Ergebnis würde jedoch das Konzept der optimalen Interferenz der Teilreflexionen (vgl. Abschn. 2.2.2: *Sawaragi et al.*, u.a. 1975) in Frage stellen, denn dies bedingt, daß die effektive relative Kammerlänge $(B/L)^* = 0.25$ (unabhängig vom tatsächlichen B/L) beträgt. Zur Minimierung der Wellenreflexion gehört jedoch nicht nur die optimale Phasenbeziehung, sondern auch weitgehend übereinstimmende Amplituden der Teilreflexionen. In den hydraulischen Versuchen wurde zur Veränderung der Wellensteilheit höchstwahrscheinlich die Wellenhöhe variiert, die die Impedanz der Bauwerksöffnungen und damit die Größe der Frontwandreflexion stark beeinflußt. Steigt die effektive relative Kammerlänge infolge weiterer Steigerung der Wellenhöhe über rd. $(B/L)^* = 0.15$ an, wird vermutlich der Anteil der Frontwandreflexion zu groß, so daß (i) der Kammer- einfluß nachläßt und (ii) eine Auslöschung beider Teilamplituden nicht mehr möglich ist. Eine minimale Wellenreflexion wird dann erreicht, wenn der Druckgradient an der Frontwand und der Phasenversatz optimal ist. Dies ist ein grundlegendes Ergebnis für die Wirkungsweise von Kammersystemen. Da *Jarlan* das Konzept der Überlagerung von

Teilreflexionen nicht explizit erwähnt, ist zu vermuten, daß *Jarlan* lediglich die Energiedissipation im Bauwerk (Turbulenzen u.a.) in seinen Betrachtungen zugrunde legt.

Côté und Simard (1963) und *Stevenson* (1964) untersuchen ebenfalls einen Prototyp des Baie Comeau-Wellenbrechers (Porosität der Frontwand $\varepsilon = 25\%$) und stellen, neben der Kammerweite und der Porosität, die Dicke der Frontwand als wichtigen Einflußparameter hinsichtlich der Wellenreflexion heraus. Beim Durchströmen der Wandöffnungen kommt es zu starken Wirbelbildungen in der Kammer, so daß die kinetische Energie zusätzlich durch Einschluß von Luftblasen stark verringert wird. Die verbleibende potentielle Energie in der Kammer wird beim Ausströmvorgang erneut in Turbulenzenergie umgewandelt.

Richey u. Sollitt (1970a, 1970b) untersuchen die Wellenreflexion eines schwimmenden Einkammersystems unter Tiefwasserbedingungen. Der Reflexionskoeffizient wird in Abhängigkeit der Wellensteilheit, der effektiven Porosität ε^* , der Wassertiefe h_1 in der Wellenkammer, sowie dem Verhältnis von Kreisfrequenz des Seegangs und der natürlichen Eigenfrequenz der Kammer ω^2/ω_e^2 (mit $\omega_e^2 = \varepsilon^* g h_1 / (l^* B)$) bestimmt. Aus dem theoretischen Modell wird abgeleitet, daß:

- das Einkammersystem sensitiv gegenüber der Wellenfrequenz ist und die minimale Wellenreflexion dort auftritt, wo die Frequenz des einlaufenden Seegangs nahe der natürlichen Frequenz des Systems liegt ($\omega^2/\omega_e^2 = 1$). Überschreitet B die optimale Länge, nimmt C_r zu, das System ist jedoch weniger frequenzabhängig als bei zu kurzen Kammerweiten, welches auf zusätzlichen Einfluß des Wellenprofils auf die Wellen-Bauwerks-Interaktion schließen läßt.
- mit zunehmender effektiver Porosität ε^* der hydraulisch wirksame Frequenzbereich enger wird. Mit abnehmender Porosität verschiebt sich der Resonanzpunkt zu kürzeren Wellenlängen, welches auf den Phasenversatz an der Frontwand hindeutet.

Die Untersuchungen am kleinmaßstäblichen Modell zeigen jedoch, daß sich der minimale Reflexionskoeffizient beständig bei einer relativen Kammerlänge von $B/L=0.1$ einstellt. Wellen geringerer Höhe werden stärker gedämpft, weisen jedoch eine ähnlich starke Abhängigkeit von der Frequenz auf, wie höhere Wellen. Wird die Porosität der Wand (von zuvor $\varepsilon = 20\%$) zum optimalen Bereich von rd. $\varepsilon = 30\%$ vergrößert, dann werden höhere Wellen stärker gedämpft.

Wird $\omega^2/\omega_e^2 = 1$ als Bedingung für minimale Wellenreflexion auf die Messungen im GWK übertragen, müßte l^* größer $2.5 t_b$ sein, um die gemessene optimale relative Kammerlänge zu reproduzieren. Dies liegt immer noch 20% über den von *Mei* (1974) angegebenen effektiven Öffnungslängen, die ebenfalls *Kondo* (1979) als zu gering einstuft. In den Berechnungen von *Richey und Sollitt* wird jedoch eine Kontraktionslänge $l^* = 4/3 s$ (wie *Robertson*, 1965) angenommen. *Chegini und Wilkinson* (1995)

geben l^* mit dem halben Lochdurchmesser an, was deutlich macht, wie stark dieser Parameter zur Kalibrierung von Meßwerten herangezogen wird.

Nach *Sawaragi und Iwata* (1973) liegt der Ansatz von *Richey und Sollitt* sehr weit von den tatsächlichen Verhältnissen entfernt und ist nicht annähernd geeignet, die hydraulischen Prozesse zu beschreiben. Unter Umständen ist das hydraulische Verhalten des von *Richey und Sollitt* untersuchten Einkammersystems durch das große Wasservolumen unter dem (schwimmenden) Bauwerk beeinflusst, bei dem die Transmission von Wellenenergie nur durch die große Bauwerkslänge (größer $L/2$) verhindert wird (die Tauchtiefe der Struktur selbst wäre zu gering). Ein Teil der Seegangsenergie tritt somit vermutlich nicht mit der Wellenkammer selbst, sondern mit der oszillierenden Wassermasse unter dem Bauwerk in Wechselwirkung.

Sawaragi u. Iwata (1973, 1978) leiten einen Ansatz zur Bestimmung des hydraulischen Verhaltens eines Wellenbrechers mit perforierter Frontwand her, der auf der linearen Überlagerung einer unendlichen bzw. endlichen Zahl von Reflexionen und Reflexionen basiert. In Erweiterung ihres Modells für Mehrfachfilter (ohne dichte Rückwand) wird ein Phasenversatz bei der Transmission der durchlässigen Frontwand und eine zusätzliche Dämpfung einbezogen. Die Höhe der reflektierten Welle ergibt sich aus der n -fachen Summation der Teil-Reflexionen der Einzelwände, wobei die Reflexion der seewärtigen Wand die Mindestreflexion des Systems darstellt, die keiner weiteren Dämpfung unterliegt.

Die theoretischen Ergebnisse zeigen eine minimale Wellenreflexion bei $B/L = 0.25$ und stehen in relativ guter Übereinstimmung mit vorgestellten experimentellen Werten geringer Wellensteilheit ($H/L = 0.01$), wenn kein Phasenversatz $\varphi_{(1,2)}$ der Wasserspiegelauslenkungen direkt vor und hinter der durchlässigen Frontwand auftritt. Für ein EKS mit einer Porosität der Frontwand von $\varepsilon = 33\text{--}38\%$ wurde der Phasenwinkel $\varphi_{(1,2)}$ in hydraulischen Versuchen zu $\varphi_{(1,2)} = 0$ ermittelt. Mit abnehmender Durchlässigkeit der Frontwand verschiebt sich nach *Kakuno et al.* (1992) jedoch das optimale B/L zu kleineren Werten, weshalb von einem Phasenversatz beim Durchströmen der perforierten Wand an einem EKS ausgegangen werden kann, der nach *Tanimoto u. Yoshimoto* (1982) ebenfalls mit der Wanddicke t_b ansteigt.

Nagai u. Kakuno (1976) berücksichtigen diesen Phasenwinkel mit einer fiktiven zusätzlichen Lauflänge der Welle in der Kammer, die lediglich von der Wellenlänge abhängt. Dadurch verschiebt sich das Optimum der Wellendämpfung zu kürzeren B/L -Werten, wie es in Messungen bestätigt wird. Das generelle Problem dieser Methode (d.h. eines von B/L unabhängigen Beiwertes) ist es, daß der Verlauf von C_r lediglich über B/L verschoben wird, welches im Grenzfall $B/L = 0$ (keine Kammer) dazu führt, daß die theoretisch ermittelten Reflexionskoeffizienten für unterschiedliche Phasenwinkel divergieren.

Vermutlich besitzt die relative Kammerlänge einen zusätzlichen Einfluß auf den Phasenwinkel, so daß die Beziehung zwischen C_t und B/L asymmetrisch verläuft (vgl. u.a. *Terrett et al.*, 1968). Bei abnehmender relativer Kammerweite reduziert sich der zusätzliche Phasenwinkel bei der Durchströmung infolge der verringerten Geschwindigkeiten in den Bauwerksöffnungen, um in den Grenzfällen ($B/L = 0, 0.5, \dots$) gegen Null zu laufen.

Der Frontwandporosität ist zusätzlich der maßgebliche Einfluß auf die Größe der Amplituden der Teilreflexionen zuzuordnen. Jarlan (1965) stellt dann eine optimale Wellendämpfung fest, wenn die maximale Wasserspiegelauslenkung in der Kammer etwa der positiven Amplitude der einlaufenden Wellen entspricht (d.h., wenn -bei vollständiger Reflexion an der undurchlässigen Rückwand- ein Transmissionskoeffizient von $C_t = 0.5$ vorliegt). *Fugazza und Natale* (1992) ermitteln, daß die minimale Reflexion bei einer durchlässigeren Frontwand ($\epsilon = 60\%$) geringer und auf einen schmaleren Bereich von B/L beschränkt ist als bei dichteren Wänden ($\epsilon = 30\%$). Dies wird in erster Linie durch den höheren Anteil der direkten Reflexion an der Frontwand hervorgerufen, der ebenfalls für die geringere Ausprägung der Reflexion in Beziehung zu B/L verantwortlich ist. Der starke Einfluß der Wandporosität wird von *Kondo* (1979) bestätigt, nach dessen Modell Systeme mit geringerer Porosität der Frontwand ($\epsilon = 20\%$) die Seegangsenergie wesentlich stärker reflektieren als durchlässigere Wände ($\epsilon = 34\%$) und somit den von *Fugazza und Natale* festgestellten Trend erhärten. *Kakuno et al.* (1992) ermitteln hingegen mit einem potentialtheoretischen Modell eine maximale Wellendämpfung bei einer optimalen Porosität von $\epsilon = 15\%$, die somit wesentlich niedriger liegt als die der zuvor genannten Untersuchungen.

Sawaragi u. Iwata (1978), bei denen die Porosität der durchlässigen Wände indirekt über vorgegebene Reflexionskoeffizienten im numerischen Modell berücksichtigt werden, betonen die Notwendigkeit zahlreicher Messungen zur Bestimmung der Reflexions- und Transmissionseigenschaften der einzelnen Wände im Bauwerk einschließlich der auftretenden Phasenwinkel. Als Grundlage der Berechnungen verwenden sie jedoch C_t - und C_r -Werte, die zuvor in Versuchen an Einzelfiltern (zudem unabhängig von den Seegangsbedingungen) ermittelt wurden.

Eine stark durchlässige Frontwand verstärkt zwar den Einfluß der Wellenkammer, dieser wirkt sich jedoch nur dann positiv aus, wenn eine ausreichend starke Interaktion mit der Frontwand stattfinden kann und die Teilreflexionen ähnliche Amplituden aufweisen. Im Bereich B/L , in dem maximale Wellendämpfung hervorgerufen wird, liegen nach *Kakuno et al.* (1992) die Wasserspiegelauslenkungen in der Wellenkammer in der Größenordnung der einlaufenden Welle, d.h. der C_t -Wert der perforierten Wand liegt etwa bei 0.5 (vgl. *Jarlan*, 1965). Die Porosität der Frontwand ist somit in Abhängigkeit der Seegangparameter festzulegen, wie bereits *Terrett et al.* (1968) unterstreichen.

Mehrkammersysteme

Systeme, die aus mehreren Einzelwänden verschiedener Durchlässigkeit bestehen, müssen hinsichtlich (i), der optimalen Anzahl an Filterwänden (ii), deren Porosität und Abstand sowie (iii), der Gesamtlänge des Bauwerks optimiert werden (Abb. 10). Der Vorteil zusätzlicher Wände in funktioneller aber auch in wirtschaftlicher Hinsicht ("down time") muß den höheren Baukosten (u.a.) gegenübergestellt werden, um durch Kosten-Nutzen Analysen eine Planungsentscheidung zu ermöglichen.

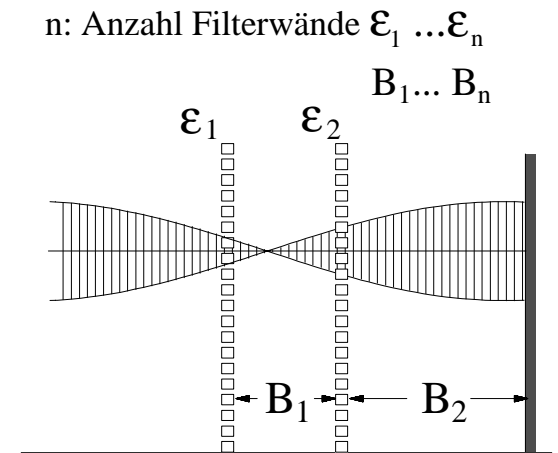


Abb. 10: Zusätzliche Randparameter an einem MKS.

Sawaragi u. Iwata (1978) vergleichen das Wellendämpfungsverhalten eines Einkammersystems (EKS) mit dem eines Zweikammersystems (ZKS) anhand regulärer Wellen. In den Untersuchungen wird der Einfluß der Einzelkammerlängen (Grenzfall → EKS) sowie der Gesamtlänge des Systems unter Berücksichtigung der Reflexionseigenschaften der Einzelwände und eines Phasenwinkels bei der Transmission überprüft. Das theoretische Modell ergibt mit zunehmender relativer Gesamtlänge der Wellenkammern B/L ($= (B_1 + B_2)/L$) eine Abnahme von H_{RW}/H_i und C_r , mit einer optimalen Gesamtlänge B/L , die zusätzlich vom Verhältnis der einzelnen Kammerlängen B_1 und B_2 abhängt ($C_{r,min}$ bei rd. $0.12 < B/L < 0.20$). Ergebnisse von Versuchen im kleinen Modellmaßstab zeigen relativ gute Übereinstimmung mit den Rechenwerten. Für Werte größer $(B/L)_{opt}$ zeigen die ZKS gegenüber den EKS einen stark verminderten Anstieg von C_r und H_{RW}/H_i . Für kleine B/L verhalten sich EKS und ZKS hinsichtlich der Wellenreflexion annähernd identisch und die Aufteilung der Einzelkammern ist gleichgültig (*Hagiwara u. Sawaragi*, 1991).

ZKS weisen eine verbesserte Wellendämpfung gegenüber einem EKS auf, wenn die Porosität der Einzelwände nicht zu groß ist, die Wandabstände nicht zu stark variieren und eine ausreichende Gesamtlänge ($B/L > 0.35$) gewählt wird, um eine ausreichende Dissipation und Phasenverzögerung zu bewirken. *Fugazza und Natale* (1992) schlagen ebenfalls nur dann vor, ein EKS um eine zusätzliche perforierte Wand zu erweitern, wenn die Gesamtlänge des Kammersystems $0.35L$ überschreitet, da sonst keine Verbesserung der Wellendämpfung gegenüber dem EKS erreicht werden. Sie vermuten vielmehr, daß eine weitere Wand die Wellenbewegung im System hemmt und dadurch die Energiedissipation verringern kann.

Die Ergebnisse, die *Kondo* (1979) in hydraulischen Versuchen ermittelt, unterstützen

diese Aussage. Bei kurzen Kammerweiten ($B/L < 0.25$) liegt die Wellenreflexion des Einkammersystems sogar unterhalb der des Zweikammersystems. Zwei Kammern gleicher Größe stellen nach *Kondo* das optimale Verhältnis der Kammerlängen in einem Zweikammersystem dar. Dieser Wert wird für Kammerlängen größer $B/L = 0.20$ von *Hagiwara u. Sawaragi* (1991) aufgrund der geringeren Sensitivität des Systems bestätigt, die maximale Wellendämpfung ergibt sich nach ihren Untersuchungen jedoch, wenn die seewärtige Kammer doppelt so lang ist wie die landwärtige Kammer (d.h. bei $B_1/B_2 = 2.0$).

Mit zunehmender Porosität der seewärtigen Filterwand steigt der Einfluß der nachfolgenden Wellenkammern auf die Wellendämpfung an, zugleich nimmt die Erstreflexion an der seewärtigen Wand ab, welches sich auf die Gesamtreflexion des Bauwerks auswirkt. *Jamieson u. Mansard* (1987) heben ebenfalls die Rolle der seewärtigen, relativ durchlässigen Wand in einem Absorbersystem hervor, die notwendig ist um eine Reduzierung der Wellenreflexion insbesondere hoher Wellen zu erreichen (vgl. auch *Jamieson, Mogridge u. Braebrook*, 1989).

Von *Hagiwara u. Sawaragi* (1991) wird für die mittlere Wand (ZKS) eine Porosität zwischen $\varepsilon = 10\%$ und 20% empfohlen, da in diesem Fall die größten Wasserspiegelgradienten zwischen erster und zweiter Kammer vorliegen und eine entsprechend hohe Energiedissipation des Gesamtsystems erreicht wird. Wird die Durchlässigkeit der zweiten Wand vergrößert, dann wird das System selektiver und es kommt zu einem erneuten leichten Anstieg der Reflexion für Werte größer $(B/L)_{\text{opt}}$.

Jamieson und Mansard (1987) führen Untersuchungen an Wellenabsorbern aus senkrechten Filterwänden unterschiedlicher Porosität und Abstand durch. Auf Grundlage von hydraulischen Versuchen mit regelmäßigen Wellen und Wellenspektren lassen sich folgende Ergebnisse zusammenfassen:

- Steile Wellen werden insbesondere an relativ stark durchlässigen Filterwänden, flache Wellen hingegen an gering durchlässigen Wänden effektiv gedämpft. Wenn die Durchlässigkeit der Filter im Absorber kontinuierlich abnimmt, wird die Dämpfung signifikant verbessert.
- Filterwände im Knoten eines halbstehenden Wellenfeldes bewirken eine starke Energiedissipation, Filterwände im Schwingungsbauch sind wirkungslos. Filterwände geringer Durchlässigkeit sollten im Abstand $L/4$ vor der dichten Rückwand stehen, geringere Wandabstände sind relativ ineffektiv.
- Die Länge der Wellenkammern muß ausreichend groß sein um Turbulenzwirbel zur Energiedissipation aufzunehmen, andernfalls treten sehr starke Reflexionen auf. Je größer die horizontalen Partikelgeschwindigkeiten sind, um so größer

werden die erforderlichen Abstände zwischen den Filterwänden. Eine Abnahme der Wandabstände in Wellenanlaufrihtung ist daher sinnvoll (siehe auch *Twu u. Liu*, 1992).

- Ein Wellenabsorber sollte eine Länge von 0.35 bis 1.0 L besitzen. Es wird keine signifikante Verbesserung der Dämpfungseigenschaften bei Verlängerung des Absorbers über einen Wert von ca. $B/L = 0.3$ hinaus erkennbar. Je breiter das Anwendungsspektrum des Absorbers, um so mehr Filterwände sind notwendig.
- Der Einfluß der Wassertiefe auf die Wellendämpfungseigenschaften ist gering.

Chegini und Wilkinson (1995) stellen ein Massen-Schwingungs-Modell zur Ermittlung der Wellendämpfung in einem Mehrkammersystem auf, welches (unter der Annahme linearer Wellentheorie und über die Kammerweite konstanter sinusförmiger Wasserspiegelschwankungen unterschiedlicher Phase und Amplitude) auf dem Austausch der Wassermassen zwischen den einzelnen Kammern des Absorbers, der vom Druckgradienten an den einzelnen Filterwänden induziert wird, basiert. Die Größe des Volumensstromes zwischen zwei Wellenkammern wird unter Ansatz eines Durchlaßkoeffizienten C_D ermittelt, der von *Mei (1974)* übernommen wurde. Hieraus wird ein über die Wellenperiode gemittelter Reflexionskoeffizient iterativ ermittelt.

Hydraulische Modelluntersuchungen an einem Dreikammer-Absorber mit einer Porosität der Filterwände von $\epsilon = 40\%$ und $\epsilon = 62\%$ (jeweils alle Einzelwände des Absorbers), ergeben relativ gute Übereinstimmung. Das Bauwerk weist jedoch im Vergleich zu anderen Mehrkammersystemen zum Teil sehr ungünstige Dämpfungseigenschaften auf ($0.20 < C_r < 0.80$), so daß die Relevanz der Untersuchungen fragwürdig ist.

2.2.4 Zusätzliche Aspekte hinsichtlich der Wellendämpfung an Bauwerken mit durchlässiger Front

Einfluß einer Berme (Phasenbeziehung oder Erhöhung der Impedanz ?)

Eine Berme ausreichender Höhe, die eine entsprechende Verringerung der Wassertiefe bewirkt, wird einen entsprechenden Einfluß auf die Wellenkinematik hervorrufen. Eine Berme verstärkt darüber hinaus die Horizontalgeschwindigkeiten an der durchlässigen Wand und induziert eine zusätzliche Teilreflexion an der Bermenböschung (Abb. 11), so daß eine Veränderung der Reflexionseigenschaften des Bauwerks sehr stark zu vermuten ist.

Die Ergebnisse durchgeführter Untersuchungen hinsichtlich des Bermeneinflusses auf die Wellenreflexion weichen teilweise stark voneinander ab. *Suh u. Park* (1995) sowie *Suh et al.* (1995) stellen in theoretischen Berechnungen keinen signifikanten Einfluß einer Berme auf das Reflexionsverhalten eines Wellenbrechers mit durchlässiger Frontwand fest. Bei hoher Berme ($0.5h$) mit vertikaler Front gehen sie jedoch von einer Erhöhung der Gesamtreflexion um 15% aus.

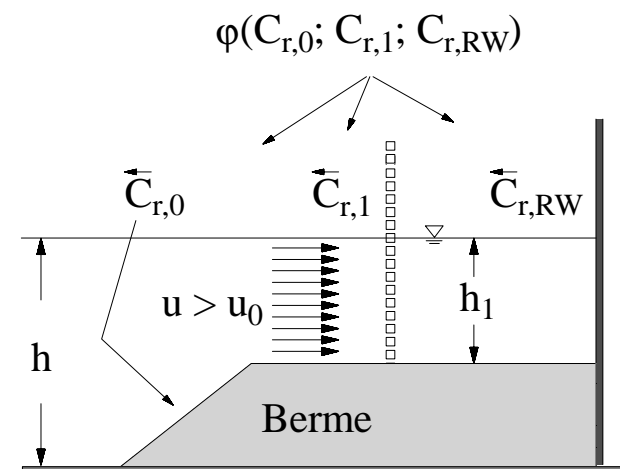


Abb. 11: Einflußgrößen bzgl. Wellenreflexion an einem EKS mit Berme.

Auch *Tabet Aoul* (1999) beobachtet keinen wesentlichen Unterschied im Dämpfungsverhalten eines EKS mit bzw. ohne Berme. Andererseits gehen zahlreiche Modellansätze (u.a. *Sawaragi et al.*, 1976) davon aus, daß die Wellendämpfung in Kammersystemen wesentlich durch Auslöschung phasenverschobener Teilreflexionen gesteuert wird. Daher liegt es nahe, auch einer Berme einen ähnlichen Einfluß auf das Reflexionsverhalten des Bauwerks zuzuweisen. Systematische Detailuntersuchungen liegen hierzu nicht vor.

McConnell et al. (1998) stellen bei Untersuchungen an einer Hafenmauer mit Wellenkammer und vorgelagerter Berme (Bermenhöhe rd. $0.4 h$) fest, daß sich die minimale Wellenreflexion bei etwa $B/L = 0.11$ einstellt. Die Bermenlänge beträgt das 2-3fache der Kammerlänge. Sie nehmen an, daß es neben dem Kammereffekt zu einer weiteren Wechselwirkung zwischen der Frontwandreflexion und der Reflexion an der Bermenböschung kommt.

Fallon (1972) untersucht den Einfluß der Geometrie einer undurchlässigen Berme auf das Reflexionsverhalten. Die Berme ist dabei mit einer homogenen Schüttsteinböschung ($\varepsilon = 0.5$) überdeckt, die hafenseitig undurchlässig ist ($C_t = 0$), so daß eine Art Dissipationskammer entsteht, deren Länge der des Bermenkörpers entspricht. Bei Versuchen mit sehr geringer Wellensteilheit ($H/L = 0.008$) stellt *Fallon* eine minimale Wellenreflexion bei einer Bermenhöhe fest, die der 0.5-fachen Wassertiefe entspricht. Dieser Wert ist unabhängig von der Bermenlänge, wenn diese groß genug gewählt ist (Bermenlänge $\geq 1/12$ der Wellenlänge, $B/L = 0.09$). Mit zunehmender Bermenlänge vermindert sich die Reflexion, da sich der Reibungseinfluß in dem Schüttsteinkörper erhöht. Die (optimale) Höhe der Berme verstärkt durch Umlenkung und Verdichtung der Stromfäden die Geschwindigkeiten der Welle auf einen - für die vorgegebene Porosität des Schüttsteinkörpers - optimalen Wert. Wird die Geschwindigkeit zu groß, d.h. die Berme zu hoch, steigt die Reflexion an der Vorderseite der Schüttsteinböschung an, bei zu kleinen Geschwindigkeiten nimmt der Reflexionseinfluß der undurchlässigen Rückwand zu. Da keine Referenzuntersuchungen mit annähernd vertikalen Berandungen und ohne zusätzliche Dissipation an einer Steinschüttung vorgenommen wurden, kann der Anteil der Phasenverzögerung an der Reflexionsminderung nicht quantifiziert werden.

Hagiwara u. Sawaragi (1991) untersuchen den Einfluß des Verhältnisses der Wassertiefen vor und in einem Zweikammersystem ($\varepsilon_1 = 30\%$, $\varepsilon_2 = 10\%$). Wird h_1/h ($= 1.0$) auf Werte knapp unter $h_1/h = 0.5$ reduziert, dann steigt die Reflexion um rd. 30% an und das Optimum der Kammerlänge wird zu kürzeren relativen Kammerlängen verschoben. Dies zeigt, daß ein großer Teil der Energie bereits an dem undurchlässigen Teil der seewärtigen Filterwand reflektiert und gleichzeitig der Druckgradient und die Impedanz an der seewärtigen Wand vergrößert wird, die sich somit zusätzlich auf den Phasenwinkel auswirken. Um die verschlechterte Wellendämpfung (s.o.) zumindest teilweise zu kompensieren muß in diesem Fall die Durchlässigkeit der perforierten Wand erhöht werden, welches auf den hydraulischen Effekt der optimalen Beziehung zwischen der Frontwandporosität und den Partikelgeschwindigkeiten hinweist, die durch eine Berme oder eine verringerte Wassertiefe in der Wellenkammer verstärkt werden.

Daraus kann gefolgert werden, daß nicht nur die Überlagerung von Teilreflexionen durch eine Berme begünstigt werden, sondern daß ebenfalls die Impedanz der Frontwand vergrößert wird, welches den Phasenwinkel maßgeblich beeinflusst.

Schräger Wellenangriff

Bezüglich der Reflexionseigenschaften von perforierten Strukturen unter schrägen Wellenangriff liegen bisher nur vereinzelt Forschungsergebnisse vor. Durch schräg auf das Bauwerk treffende Wellen wird der Druckgradient an der durchlässigen Frontwand verringert und Diffraktionseinflüsse nehmen zu. Somit verändern sich einerseits die Transmissionseigenschaften der Frontwand, andererseits unterliegen die in das Bauwerk transmittierten Anteile der Wellen einer veränderten Kammerwirkung.

Suh u. Park (1995) verwenden ein analytisches Modell zur Abschätzung der Wellenreflexion, welches anhand von Modellversuchen (*Ijima et al.*, 1978) bisher lediglich für einen kleinen und wenig maßgebenden Bereich an Seegangs- und Strukturvariationen validiert wurde. *Suh u. Park* gehen dabei von einem in Küstenlängsrichtung unendlich langen Wellenbrecher aus (keine Querunterteilungen), wobei die (theoretische) Dicke der perforierten Frontwand $t_B = 0$ beträgt. *Suh u. Park*, die die veränderte Porosität geometrisch ($\epsilon \cos \beta$) im Dissipationsterm berücksichtigen, geben auf der Grundlage ihres Modells an, daß sich mit Zunahme des Wellenanlaufwinkels die Reflexion am Bauwerk erhöht. Bei unveränderter Kammergeometrie gehen sie im Falle eines schrägen Wellenangriffs von einer verringerten relativen Kammerlänge $(B/L)_{\text{opt}}$ aus und setzen diese zu $(B \cos \beta)/L$. Sie leiten daraus die Empfehlung ab, daß das Verhältnis $(B \cos \beta)/L \sim 0.25$ optimal, eine relative Kammerlänge $B/L = 0.5$ jedoch zu vermeiden ist.

Terrett et al. (1968) untersuchen Caisson-Wellenbrecher (EKS) mit perforierter Frontwand, die zusätzlich mit senkrecht zur Küstenlinie installierten undurchlässigen Querwänden unterteilt sind. Die Untersuchungen beschränken sich auf den Vergleich des hydraulischen Verhaltens unter normalem und unter 45° geneigtem Wellenangriff. *Terrett et al.* stellen in ihren Messungen keinen Einfluß der Wellenangriffsrichtung hinsichtlich der Phasenbeziehungen fest, was u.a. durch die zusätzlichen Querteilungen des untersuchten Caissons und den dadurch hervorgerufenen Mehrfachreflexionen in der Wellenkammer bedingt sein kann. Lediglich die veränderte dynamische Durchlässigkeit der Frontwand ergibt unterschiedliche Reflexionseigenschaften, d.h. die optimale Abstimmung zwischen Frontwandporosität und Seegangsbedingungen kann sich mit dem Anlaufwinkel der Wellen verändern.

Grüne und Kohlhasse (1975) untersuchen Wellenangriffsrichtungen zwischen $\beta = 0^\circ$ und $\beta = 90^\circ$ an einer Einzelwand ($\epsilon = 39\%$). Der Transmissionskoeffizient sinkt von $C_t = 0.9 - 0.7$ (senkrechter Wellenangriff) auf Werte $C_t = 0.3 - 0.5$ (Bauwerk parallel zur Wellenrichtung, reine Diffraktion). Unter einem Anlaufwinkel von $\beta = 45^\circ$ sind die Transmissionskoeffizienten gegenüber dem normalen Wellenangriff um 10% niedriger. Bei größerer Porosität bleibt der Trend erhalten. Asymmetrische Querschnitte der Frontwandprofile reagieren anfälliger auf die Änderung der Anströmrichtung. *Grüne und Kohlhasse* schlagen zur Berechnung den Ansatz von *Hartmann* (1969) vor und

erweitern diesen um einen empirischen Faktor, der die Angriffsrichtung und einen Formbeiwert berücksichtigt.

Wellenspektren

In Wellenspektren liegen die Wellenhöhen und Phasenbeziehungen zufallsverteilt vor, deren zeitliche Entwicklung nur in hydraulischen oder numerischen Modellen reproduziert werden kann. Die grundlegende Frage ist daher, ob die in analytischen Modellen verwendeten mittleren Verhältnisse bei regulären Wellen auf charakteristische Werte von Wellenspektren übertragen werden können.

Truitt u. Herbich (1986) vergleichen die Wellentransmission von regulären Wellen und Wellenspektren (30 Wellen) an einem Einzelfilter. Sie gehen davon aus, daß es bei Vorliegen eines Rayleigh-verteilten Seegangs vor dem Bauwerk und gleicher Dämpfungseigenschaften aller Wellen des Spektrums beliebig ist, welcher der kennzeichnenden Wellenhöhenparameter (H_{mo} , H_s , H_m) zur Berechnung des Transmissionskoeffizienten herangezogen wird. Die aus den spektralen Wellenhöhenparametern berechneten Transmissionskoeffizienten (analysierte Meßdaten) zeigen gute Übereinstimmung mit dem *Hayashi et al.* - Ansatz (1966). *Sawaragi u. Iwata* (1977) erweitern ihr Modell eines Einkammersystems (vgl. *Sawaragi et al.*, 1976) zur Anwendung auf Wellenspektren und stellen ebenfalls eine gute Annäherung der Wellenreflexion unter Ansatz der signifikanten Parameter des Spektrums ($H_{1/3}$ und $T_{1/3}$) fest.

In Hinblick auf eine optimale Wellendämpfung in EKS empfehlen *Richey u. Sollitt* (1970a, 1970b) die optimale Kammerlänge so festzulegen, daß der Resonanzpunkt mit dem Bereich des Energiespektrums zusammenfällt, in dem der größte Teil der Seegangsenegie (d.h. im Bereich der Peak-Frequenz) kumuliert.

Zusammenfassende Bewertung der Wellendämpfung an Bauwerken mit Wellenkammer

- bei einem EKS deutet sich eine optimale Wellendämpfung an, wenn etwa 50% der einlaufenden Energie in die Wellenkammer transmittiert. Sehr dichte Frontwände bewirken eine geringere Ausprägung der Kammerwirkung. Das System ist dabei weniger selektiv, erreicht jedoch nicht die minimalen Reflexionskoeffizienten von durchlässigeren Wänden. Der Einfluß der Frontwand- Porosität ist mit bestehenden Ansätzen nur unsicher zu bestimmen. Die zweckmäßige Porosität eines Einkammersystems ist in Abhängigkeit der Seegangsparameter festzulegen. Vermutlich ist für EKS eine günstige Porosität der Frontwand von rd. 20 - 30 % anzusetzen.
- Das Optimum der Dämpfung liegt bei einer relativen Kammerlänge von etwa $B/L = 0.25$, wenn kein Phasenversatz ϕ beim Durchströmen der perforierten Front-

wand entsteht. Bei zunehmenden Phasenwinkel verkürzt sich die optimale relative Kammerlänge auf Werte zwischen $0.12 < B/L < 0.20$. Die Phasenverzögerung ist der Impedanz der Wandöffnungen zugeordnet, die von der Porosität und Dicke der Frontwand, aber auch von der relativen Kammerlänge und den Seegangsverhältnissen beeinflusst wird.

- die Wellenreflexion an einem System mit Wellenkammer ist in erster Linie von dem Verhältnis der Kammerlänge zur Wellenlänge geprägt, Einkammersysteme bewirken eine stark selektive Wellendämpfung
- zusätzliche Filterwände bieten den Vorteil, daß i) die Frontwand vergleichsweise durchlässig gestaltet werden kann (Verminderung der Erstreflexion), und daß ii) die Energiedissipation im Bauwerk verstärkt wird. Eine zusätzliche Wand ist jedoch erst dann zweckmäßig, wenn das System länger als etwa $1/3$ der Wellenlänge ist. Bei ausreichender Länge des Bauwerks ist die Wellendämpfung weitgehend unabhängig von der Frequenz des einlaufenden Seegangs.
- das Wassertiefenverhältnis vor und in der Kammer beeinflusst das Dämpfungsverhalten des Bauwerks durch Erhöhung der horizontalen Geschwindigkeiten an der durchlässigen Wand. Daher werden hier vergleichsweise größere optimale Porositäten der Frontwand erforderlich. Ähnliches ist bei Vorliegen einer Berme entsprechender Höhe zu berücksichtigen. Eine vorgelagerte Berme besitzt darüber hinaus einen Einfluß auf die Phasenbeziehungen der Teilreflexionen am Bauwerk, wobei eine längere Berme, zumal wenn sie durchlässig ist, zusätzliche Energieverluste bewirkt.
- Mit zunehmenden Wellenangriffswinkel verringert sich der auf die Anlaufrichtung projizierte Querschnitt der Wandöffnungen. Dieser Effekt wird zu einem Teil durch Diffraktionseinflüsse ausgeglichen, dennoch nimmt die Transmission leicht ab. Bei Wellenkammern kann es neben den genannten Prozessen zu einer Verschiebung der optimalen Kammerlänge kommen. Eine extreme Verschlechterung der hydraulischen Eigenschaften ist offenbar jedoch nicht zu erwarten.
- Wellenspektren verhalten sich hinsichtlich der Reflexion vergleichbar mit regulären Wellen. Zur optimalen Auslegung des Bauwerkes muß der Frequenzbereich des Seegangsspektrums zugrunde gelegt werden, in dem der größte Teil der Energie akkumuliert (H_s , T_p). Aufgrund der variablen Frequenzen und deren Überlagerung ist die Wellendämpfung in Bezug auf die Bauwerksparameter weniger ausgeprägt als bei regulären Wellen.

2.3 Seegangsbelastung vertikaler Strukturen

Zur Ermittlung der Wellenbelastung senkrechter undurchlässiger Wände wurden bereits Anfang dieses Jahrhunderts theoretische Ansätze aus der linearen Wellentheorie abgeleitet (u.a. *Hiroi*, 1904). Die bedeutendsten und verbreitet angewandten Methoden sind der theoretische Belastungsansatz nach *Sainflou* (1928) für nicht brechende Wellen und der halbempirische Ansatz nach *Goda* (1985), der darüber hinaus Belastungen brechender Wellen einschließt. Die Seegangsbelastung nichtbrechender Wellen wird maßgebend von der Wasserspiegelauslenkung an der Struktur bestimmt, die einerseits die obere Begrenzung der Belastungsfigur beschreibt und andererseits die Druckerhöhung infolge der Umwandlung von kinetischer in potentielle Energie festlegt. Unterhalb des Ruhewasserspiegels, wo der maximale Wellendruck vorliegt, nimmt die Druckhöhe in Abhängigkeit der Randbedingungen (relative Wassertiefe h/L) mit zunehmender Entfernung vom Maximalwert ab. Für reine Flachwasserwellen ($h/L < 0.05$) kann dies i.A. vernachlässigt werden.

2.3.1 Belastung einer dichten vertikalen Wand

Sainflou leitet die Druckverteilung nach linearer Wellentheorie aus der Wasserspiegelauslenkung an einer undurchlässigen Wand ab und gibt den Maximalwert des dynamischen Druckwertes im Ruhewasserspiegel mit $p_1 = 1.0-1.1 \cdot \rho \cdot g \cdot H_i$ und den maximalen Druck am Bauwerksfuß p_2 mit $\sim 1.0 \cdot \rho \cdot g \cdot H_i$ (rd. 95% des p_1 -Wertes) an (Abb. 12). Der Ansatz von *Sainflou* führt bei langperiodischen Wellen geringer Steilheit zu Ergebnissen, die durch Messungen bestätigt wurden. Bei großen Wellensteilheiten können die Ergebnisse nach *Sainflou* die tatsächliche Wellenbelastung stark überschreiten, wie *Rundgren* (1958) in Versuchen feststellt. Dies könnte u.a. durch die von *Boivin* (1964) analysierte Überschätzung des Wellenauflaufes an der Struktur bei kürzerperiodischen Wellen nach dem *Sainflou* - Ansatz begründet sein. *Rundgren* modifiziert den Ansatz von *Miche* (1944), der aus der Wellentheorie kleiner Amplituden nach 2. Ordnung hergeleitet ist. Diese Methode ist hingegen für langperiodische Wellen geringer Höhe weniger geeignet (*Shore protection Manual*, 1984).

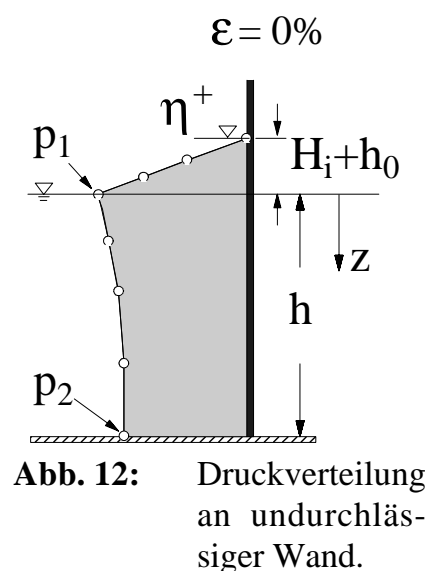


Abb. 12: Druckverteilung an undurchlässiger Wand.

Horikawa (1978) stellt einen Ansatz auf Grundlage Stokes 1. Ordnung vor, der die Wasserspiegelauslenkung am Bauwerk durch analytische Erweiterung der Druckver-

teilung berücksichtigt. Nach *Hou et al.* (1994) unterschätzt dieser Ansatz die Druckwerte in größeren Wassertiefen ($h/L = 0.25$), während die Druckwerte bei geringerer Wassertiefe ($h/L = 0.1$) gut reproduziert werden.

Goda (1967) untersucht die Druckverteilung unter stehenden Wellen an einer vertikalen undurchlässigen Wand und gibt für p_1 etwa $1.35 \cdot \rho \cdot g \cdot H_i$ und für p_2 etwa $1.15 \cdot \rho \cdot g \cdot H_i$ als Maximalwerte bei geringen Wellensteilheiten an. Mit zunehmender Wellensteilheit sinken die ermittelten Druckwerte, die nach einer Erweiterung der Theorie 4. Ordnung gut reproduziert werden, rasch ab.

Goda (1974, 1985) stellt einen Ansatz zur Belastung von undurchlässigen vertikalen Wellenbrechern auf einem geschütteten Unterbau variabler Höhe vor, der eine linear verlaufende Belastungsfigur in Abhängigkeit der Seegangs- und Bauwerksparameter zugrunde legt. Die Gleichungen nach *Goda* sind für Wellenspektren und für variable Richtungen des Wellenangriffs hergeleitet. Die maximale Wasserspiegelauslenkung am Bauwerk, die eine dynamische Druckerhöhung infolge des Welleneinflusses bewirkt, wird nach *Goda* mit $1.5H$ beschrieben. Der Druck im Ruhewasserspiegel wird mit einem halbempirischen Beiwert ermittelt, der die relative Wassertiefe und die Wellenhöhe berücksichtigt.

2.3.2 Belastung durchlässiger Einzelwände

Bei durchlässigen Strukturen muß zusätzlich die oszillierende Wellenbelastung auf der Bauwerksrückseite und deren Phasenbeziehung zur Belastung der Vorderseite bekannt sein, um die tatsächlichen, resultierenden Wellenkräfte ermitteln zu können. Der Wellenaufbau an der Vorderseite der Struktur wird verringert, wobei die instationären Wasserspiegelauslenkungen beidseits der Struktur an die Reflexions- und Transmissionseigenschaften der Wand gekoppelt sind (Abb. 13).

Nagai (1966) entwickelt einen Ansatz zur Ermittlung des Wellendruckes an einer aus vertikalen Rundpfeilern bestehenden Wand ($\varepsilon = 5\%$). Der Ansatz von *Nagai* stimmt dabei weitestgehend mit dem Ansatz von *Sainflou* (mit Berücksichtigung der hydrodynamischen Druckabnahme) überein. Der Einfluß der Porosität auf die Druckverteilung vor der Wand ist in den Messungen nicht erkennbar und nicht im theoretischen Ansatz enthalten. Da *Nagai* die Druckverteilung auf der Bauwerksrückseite nicht berücksichtigt können insbesondere die stark verringerten resultierenden Belastungen von durchlässigen Strukturen nicht erfaßt werden.

Hayashi et al (1966) stellen einen Ansatz zur Bemessung von durchlässigen Wänden vor, der an kleinmaßstäblichen Labortests an vertikalen Einzelpfählen unter konstanter Wassertiefe h und Wellenperiode T verifiziert wird. Es werden vereinfacht Flachwasser-

Fließwiderstand

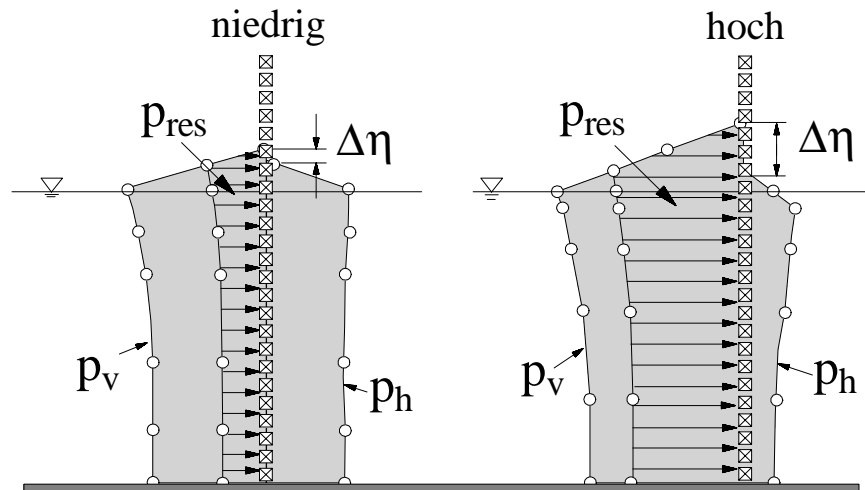


Abb. 13: Einfluß des Fließwiderstandes auf die resultierende Druckverteilung durchlässiger Einzelwände

bedingungen angenommen, so daß die horizontalen Partikelgeschwindigkeiten direkt aus den Wasserspiegelauslenkungen berechnet und als konstant über die Wassertiefe angenommen werden können. Die Belastung wird aus dem Stützkraftsatz ermittelt, wobei für die maximale Belastung zum Zeitpunkt des Wellenberges am Bauwerk der theoretische Einfluß von Reflexion und Transmission auf die Wasserspiegelauslenkung vor und hinter der Struktur (ohne Phasenversatz) berücksichtigt wird. Die theoretischen Berechnungen geben die in Versuchen ermittelten Ergebnisse unter Variation der Wellenhöhe und der Pfahlabstände im Trend wieder.

Für die Bestimmung der Jet-Geschwindigkeit wird ein Durchlaßkoeffizient (Kontraktion und Verluste) einbezogen. Die Notwendigkeit der Berücksichtigung eines Durchlaßkoeffizienten bestätigen die Untersuchungen von *Takahashi et al.* (1994), die feststellen, daß runde Querschnitte im Vergleich zu quadratischen Querschnitte bei positiven als auch bei negativen Wellenkräften um bis zu 25% weniger als belastet werden, welches den Einfluß der Impedanz auch bei den Wellenbelastungen zeigt.

Kriebel (1992) leitet seinen Ansatz aus den Betrachtungen zur Transmission an Schlitzwänden ab (vgl. Abschn. 2.2.1). Die Gesamtbelastung einer Einzelwand setzt sich nach *Kriebel* in Abhängigkeit von der Wellenphase aus einem Zähigkeits- und Trägheitsterm zusammen. Die Untersuchungen beschränken sich auf relative Wassertiefen, die nahe an Tiefwasserverhältnissen liegen ($h/L < 0.3$). Die Gegenüberstellung der normierten Kraft F/F_0 mit den Meßwerten ergibt für steilere Wellen ($H/L=1/20$) bessere Übereinstimmung als für Wellen geringerer Steilheit ($H/L=1/40$).

Kakuno et al. (1996) ordnen die Belastung einer aus vertikalen Zylindern bestehenden vertikalen Wand der Druckdifferenz vor und hinter dem Bauwerk zu. Der Druckgradient wird analog zur Reflexion und Transmission aus dem potentialtheoretischen Modell von *Kakuno u. Liu* (1993) ermittelt. Neben einem Verbauungskoeffizienten der Wand, der die Geschwindigkeits- und Druckpotentiale beeinflusst, berücksichtigen *Kakuno et al.* in Erweiterung zum bestehenden Modell einen zusätzlichen Reibungskoeffizienten, der die Verluste durch Ablösungen bei der Durchströmung berücksichtigt und von der Querschnittsform abhängt. Der Reibungseinfluß erhöht die Belastung des Bauwerks, da der Druckgradient verstärkt wird. Ein Phasenversatz der Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter der Struktur wird vernachlässigt. Unter Ansatz eines geeigneten Reibungskoeffizienten werden vorliegende Meßergebnisse gut reproduziert. Der stärkste Einfluß auf die normierte Horizontalkraft geht von der Wellenhöhe aus. Unter Flachwasserbedingungen ist die Belastungsreduktion gegenüber einer undurchlässigen Wand am stärksten ausgeprägt.

2.3.3 Belastung von Kammersystemen

Vergleichbar mit der hydraulischen Wirksamkeit wird auch die Belastung von Kammersystemen maßgeblich von der Durchlässigkeit der Frontwand (Druckgradient an der Frontwand und Wasserspiegelauslenkung an der Rückwand) und der Phasenbeziehung der Teillasten beeinflusst (Abb. 14).

Der Phasenversatz der Belastungsmaxima an der perforierten Frontwand und der undurchlässigen Rückwand wird von *Horiguchi* (1976) unter Berücksichtigung des Fließwiderstandes der durchlässigen Wand und der Kammerlänge einbezogen. Für eine Frontwand mit einer Porosität von $\varepsilon = 27\%$ ermittelt *Horiguchi* etwa gleich große Belastungen für Front- und Rückwand, die Bauwerksdicke (Frontwand) beträgt in diesem Fall jedoch etwa 1/10 der Kammerlänge, wodurch die Wand einen erheblichen Strömungswiderstand induziert. Die Gegenüberstellung mit Meßdaten erfolgt lediglich für einen Versuch, so daß keine Aussagen über die Anwendbarkeit des Verfahrens getroffen werden können.

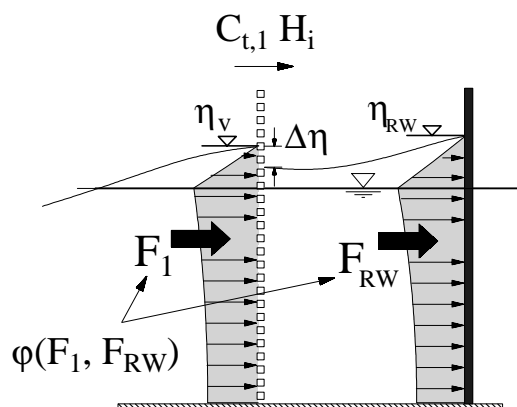


Abb. 14: Belastungsgrößen an einem Einkammersystem (schematisch).

Zur Berücksichtigung der günstigeren Reflexionseigenschaften von durchlässigen

Bauwerken schlägt *Canel* (1994) vor, eine Abschätzung des Reflexionskoeffizienten C_r zur Festlegung einer (gegenüber einer Clapotis) reduzierten Bemessungswelle am Bauwerk vorzunehmen, um dann die Wellenbelastung nach dem Ansatz von *Goda* (1985) zu berechnen. Eine Verbesserung der Methode besteht in der theoretischen Ermittlung der Wasserspiegel-Einhüllenden durch eine Näherung zweiter Ordnung, wonach der Wellenauflauf und der Wellenablauf einschließlich der Asymmetrie von stehenden und teilreflektierten Wellen bestimmt werden kann. Die Methode nach *Canel* ist jedoch im Grunde für Systeme mit Wellenkammern nur bedingt geeignet, da die Wasserspiegelauslenkung vor der durchlässigen Frontwand zwar mit der Gesamtbelastung des Bauwerks korreliert, die Phasenverzögerung zwischen den Belastungen der einzelnen Wände jedoch nicht berücksichtigt wird. Die rechnerischen Gesamtbelastungen nach *Canel* betragen zwischen dem rd. 0.9-1.4 - fachen der in hydraulischen Modellversuchen gemessenen Werte, was zeigt, daß der Ansatz die hydraulischen Prozesse an Kammersystemen nur ungenügend berücksichtigt.

Onishi u. Nagai (1992) stellen in Untersuchungen an einem EKS fest, daß bei nichtbrechenden Wellen die Belastungsmaxima der Front- und der Rückwand zeitlich eng beieinander liegen, wobei das Maximum an der Frontwand immer vor dem der Rückwand auftritt. Im Vergleich zu einem Caisson-Wellenbrecher mit undurchlässiger Front werden Reduktionsfaktoren bezüglich der simultanen Gesamtbelastung auf 70% erreicht. Die stärkste Reduktion der Belastung findet bei Kammerweiten $B/L = 0.04 - 0.05$ statt. Je stärker sich ein Druckschlag bei brechenden Wellen ausbildet umso stärker ist die relative Belastungsminderung gegenüber zu einem konventionellen Wellenbrecher. Dies wird von *Takahashi et al.* (1994) bestätigt, die Druckschlagbelastungen brechender Wellen auf konventionelle Caisson-Wellenbrecher und solche mit perforierter Frontwand untersuchen. Die maximalen Druckbelastungen der perforierten Wand ergeben weniger als halb so große Druckwerte im Vergleich zur undurchlässigen Wand.

Takahashi und Shimosako (1994) modifizieren den Belastungsansatz von *Goda* für undurchlässige Wände auf einen vertikalen Wellenbrecher mit perforierter Frontwand unter Einbeziehung eines dynamischen Belastungskoeffizienten für brechende Wellen. Aufgrund der Phasenverschiebung zwischen den Belastungsmaxima der perforierten Frontwand und der undurchlässigen Rückwand des Wellenbrechers werden verschiedene Belastungsphasen definiert, die jeweils überprüft werden müssen, um das Maximum der horizontalen Gesamtlast zu bestimmen. Die Druckwerte der einzelnen Teilflächen des Wellenbrechers werden mit Koeffizienten beaufschlagt, die entsprechend der Belastungsphase festgelegt werden. Die berechneten maximalen Gleitkräfte liegen bis zu 40% niedriger und bis zu 10% höher als die vorgestellten Ergebnisse experimenteller Untersuchungen für einen Wellenbrecher ohne Berme.

Die Porosität der Frontwand geht nicht in die Reduktionsfaktoren für die seewärtige Wand ein. Die Kammergeometrie wird hinsichtlich der Horizontalkräfte lediglich im

Koeffizienten für die Kammerrückwand im Lastfall Crest IIb (Wellenberg an der Rückwand, vgl. Anhang) unter nichtbrechenden Wellen berücksichtigt. Die Koeffizienten kommen jedoch nur bei kurzen relativen Kammerlängen ($B/L \leq 0.15$) zur Anwendung, wobei die Reduktion der Belastungen mit abnehmender relativer Kammerlänge ansteigt. Die Reduzierung der zu erwartenden Belastungen gerade für kleine Kammerlängen deckt sich nicht mit der physikalischen Vorstellung, daß die Reduktion der Gesamtbelastung durch die Phasenverschiebung der Teillasten von Front- und Rückwand hervorgerufen wird.

Tabet Aoul (1998) geht in seinen Untersuchungen zur Belastung eines Einkammersystems von der Betrachtung einzelner Belastungsphasen (*Takahashi et al.*, 1994) ab, da diese in den hydraulischen Untersuchungen nicht bestätigt werden können. Die Gegenüberstellung von Meßdaten mit dem Takahashi - Ansatz zeigt, daß mit zunehmender relativer Kammerlänge das Verhältnis von gemessener zu berechneter Gesamtbelastung stark abnimmt.

Zur Berechnung der Gesamtkraft eines Einkammersystems summiert *Tabet Aoul* daher die an beiden Wänden ermittelten resultierende Maximalkräfte auf und berücksichtigt die Phasenverschiebung deren Auftretens mit einem Beiwert κ , der in Abhängigkeit der relativen Kammerlänge definiert wird. Die rechnerische Ermittlung der Einzellasten erfolgt durch eine zusätzliche Berücksichtigung der relativen Kammerlänge in den Druckverteilungen nach *Takahashi et al.* (1994). Die Ergebnisse der berechneten Teilbelastungen anhand der modifizierten Gleichungen wird nicht vorgestellt. Der Beiwert κ , dessen mathematische Formulierung nicht geeignet ist, die physikalischen Verhältnisse zu beschreiben und daher streng auf den Bereich $0 < B/L < 0.35$ begrenzt werden muß, ergibt für den Bereich der untersuchten Randbedingungen dennoch gute Übereinstimmung mit den Meßergebnissen.

Nagai (1976) und *Nagai u. Kakuno* (1978) ermitteln Reduktionsfaktoren von Maximalbelastungen (brechende Wellen) eines perforierten Wellenbrechers (box type) auf 50 - 70% gegenüber einer undurchlässigen Wand. Dabei berücksichtigen sie jedoch nicht die Druckverteilung auf der Rückseite der perforierten Frontwand. Ein Phasenversatz zwischen den Belastungsmaxima beider Wände, d.h. ein signifikanten Einfluß der Kammerlänge auf die Gesamtbelastung des Systems tritt nur bei hohen, zeitlich begrenzten Druckbelastungen auf. Für stehende Wellen werden ähnliche Belastungen für Bauwerke mit bzw. ohne durchlässiger Frontwand ermittelt.

In Tab. 4 sind einige der hier vorgestellten Belastungsansätze zusammengefaßt. Die umfassenderen Methoden nach *Goda* (1985) und *Takahashi et al.* (1994) sowie der Ansatz nach *Tabet-Aoul* (1999) sind im Anhang gegeben.

Tab. 4: Belastungsansätze für undurchlässige und durchlässige vertikale Strukturen

Autor	Belastungs-/ Druckwerte	Anmerkungen
Undurchlässige vertikale Strukturen		
Sainflou (1928)	$\frac{p}{\rho g} = -z + H \left[\frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} - \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \right]$	auf Basis der Trochoidaltheorie $k = 2\pi h/L$
Horikawa (1978)	$\frac{p}{\rho g} = H \left[1 + \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} - \frac{\cosh k(h+H)}{\cosh kh} \right]$	small amplitude (Stokes 1.Ordnung, erweitert auf WSP -Auslenkung durch "analytische Fortführung")
Miche (1944)	$\begin{aligned} \frac{p}{\rho g} = & \frac{H}{2} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \sin kx \sin \omega t \\ & - \frac{\pi H^2}{8L} \frac{\cos^2(\omega t)}{\sinh kh \cosh kh} [\cosh 2k(z+h) + \cos 2kx - 1] \\ & + \frac{3\pi H^2}{16L} \frac{\cosh(2k(z+h))}{\sinh^3 kh \cosh kh} \cos 2kx \cos 2\omega t \\ & + \frac{\pi H^2}{4L} \tanh(kh) \cos(2\omega t) \end{aligned}$	small amplitude (Stokes 2. Ordnung) in Wiegel (1964)
Goda (1974, 1985)	siehe Tab. A1, Anhang	
Durchlässige Wände bzw. Systeme mit Wellenkammer		
Hayashi et al. (1966)	$F_{\text{Element}} = \frac{b+(3-2C)s}{b+2s} C_r 0.5 \left(1 + \frac{2h}{H_i} \right) \rho g b H_i^2$	für einzelnes vertikales Element der Breite b $C = 0.9 - 1.0$ (runde Elemente)
Kriebel (1992)	$\begin{aligned} \frac{F}{F_0} &= (1-C_t)(1+\varepsilon) \cos \frac{2\pi}{T} t - \pi C_m \frac{t_B}{L} C_t \sin \frac{2\pi}{T} t \\ F_0 &= \rho g \frac{H_i}{k} \tanh(kh) \\ C_m &= 1 + 0.325 \pi \frac{b}{t_B} \end{aligned}$	C_t nach Tab. 2
Takahashi et al.(1994)	siehe Tab. A2, Anhang	Einkammersystem (mit Berme)
Tabet-Aoul (1999)	siehe Tab. A3, Anhang	Einkammersystem (mit/ohne Berme)

Zusammenfassende Bewertung der Seegangsbelastung von Einzelwänden und Kammersystemen

- Die Belastung undurchlässiger Wände durch nichtbrechende, lineare Wellen kann i.A. durch empirische und theoretische Ansätze ausreichend genau beschrieben werden.
- Die theoretischen Methoden zur Berücksichtigung der Strukturdurchlässigkeit bauen überwiegend auf den gleichen Annahmen auf, wie die Ansätze zur Wellendämpfung, bzw. werden direkt aus diesen abgeleitet.
- Neben der verstärkten Energiedissipation in (Mehr-) Kammersystemen kommt es zur Phasenverschiebung der Teillasten, die eine erhebliche Verringerung der simultan auftretenden Gesamtbelastung bewirken.
- Zur Ermittlung der Belastungen von Kammersystemen müssen i) die Druckverteilungen auf die einzelnen Flächen des Bauwerks und ii) die zeitgleich auftretende Maximalbelastung infolge sämtlicher Lastkomponenten bekannt sein. Ein geeigneter Ansatz zur Ermittlung der Druckverteilungen und des Phasenbezuges der Einzel-lasten steht nicht zur Verfügung.

2.4 Bewertung der Ergebnisse und Präzisierung der Arbeitsschwerpunkte

2.4.1 Untersuchungen an Einzelwänden

Die Interpretation der Untersuchungsergebnisse hinsichtlich der hydraulischen Wirksamkeit und der Wellenbelastung durchlässiger Strukturen zeigt die enge Verknüpfung der beteiligten hydraulischen Prozesse. Das globale Dämpfungsverhalten von durchlässigen Bauwerken ist in den vorliegenden Arbeiten intensiv untersucht worden, wobei stark vereinfachende analytische Ansätze nur bedingt die Analyseergebnisse aus Modellversuchen reproduzieren. Die Reflexions- und Transmissionskoeffizienten geben - als Güteparameter der hydraulischen Wirksamkeit - die zeitlich gemittelten Prozesse an der Struktur wieder. Detailbetrachtungen der Prozesse bei der Durchströmung der Wandöffnungen werden häufig durch fiktive Größen ersetzt, die die Auswirkungen der dynamischen Randbedingungen im Nahfeld des Bauwerkes auf das Dämpfungsverhalten (Fernfeld) beschreiben. Eine Anbindung der theoretischen Ergebnisse an die geometrischen Bedingungen der Struktur bzw. an die kinematischen Randbedingungen des Seegangs ist daher nur bedingt möglich.

Da Druckgradient und Durchflußwiderstand instationär sind und in direkter Wechselwirkung stehen, stellt sich der Gleichgewichtszustand an der Struktur iterativ ein und ist zudem zeitabhängig. Dies bedingt eine Festlegung auf mittlere Verhältnisse bzw. die Definition eines maßgeblichen Zeitpunktes und erschwert darüber hinaus eine Übertragung von empirischen Beiwerten aus systematischen stationären Untersuchungen. Während die Wellenbelastung des Bauwerkes mit hoher Wahrscheinlichkeit ausreichend genau mit einem maximalen Druckgradienten korreliert, kann dies für die hydraulische Wirksamkeit aufgrund des mit der Wellenphase veränderlichen Fließwiderstandes ungeeignet sein.

Um die Übertragbarkeit, aber auch die Qualität der theoretischen Methoden zu verbessern, ist es notwendig die tatsächlich auftretenden Druckgradienten, d.h. die Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter einer Wand und deren Phasenbeziehung mit den Struktur- und Seegangsparemtern zu verknüpfen. Ist dies nicht möglich, wird untersucht ob der Fließwiderstand direkt über meßbare geometrische und hydraulische Randbedingungen beschrieben werden kann. Aufbauend auf den systematischen Analysen an Einzelfiltern sollen in dieser Arbeit Ansätze für die hydraulische Funktion und die Wellenbelastung infolge nichtbrechender Wellen abgeleitet werden.

Die Vorgehensweise und die zu berücksichtigenden signifikanten Randbedingungen zur Ermittlung der definierten globalen Zielgrößen einzeln stehender durchlässiger Wände sind in Abb. 15 zusammenfassend dargestellt. Dabei sei betont, daß neben den (durch Pfeile) angedeuteten Vertikalbeziehungen, ebenso ausgeprägte Horizontalverknüpfungen der dargestellten Aspekte bestehen.

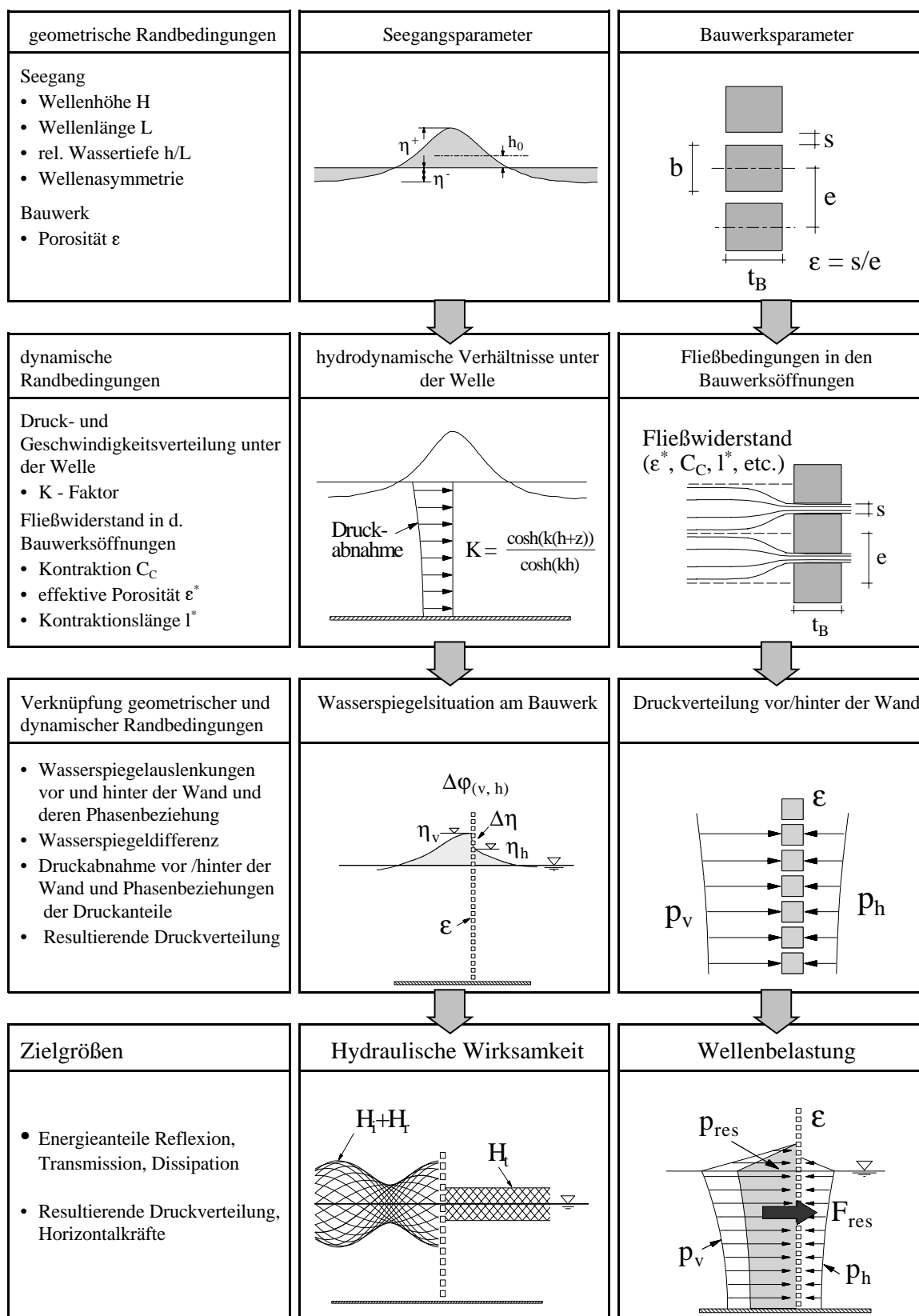


Abb. 15: Vorgehensweise zur Ermittlung der Zielgrößen unter Einbeziehung der signifikanten Randbedingungen und physikalischen Prozesse an Einzelfiltern

2.4.2 Untersuchungen an Kammersystemen

Die grundlegenden physikalischen Beziehungen zur zweckmäßigen Auslegung von Kammersystemen mit dem Ziel hoher Wellendämpfung sind erarbeitet worden. Untersuchungsbedarf besteht in Detailfragen, z.B. hinsichtlich der optimalen Frontwandporosität und der Phasenbeziehung von Teilreflexionen an den einzelnen Wänden des Systems sowie deren Einfluß auf die Gesamtreflexion. Ungeklärt sind ebenfalls die wesentlichen Mechanismen an der Wellendämpfung (destruktive Interferenz oder Dissipation) und deren Anteil in Kammersystemen.

Belastungen von Bauwerken mit durchlässiger Frontwand können bisher hingegen nur überschlägig ermittelt werden. Zur Bestimmung der Wellenbelastung von Kammersystemen ist es notwendig, die resultierenden Einzelkräfte und deren Phasenbezug zu kennen, um daraus die zeitsynchrone Gesamtbelastung zu ermitteln. Für eine sichere und wirtschaftliche Planung ist eine genaue Kenntnis und Quantifizierung des Phaseneinflusses notwendig, der u.a. von der Impedanz der Wandöffnungen und damit auch von der Kammerlänge bestimmt wird.

Da eine systematische Variation der Frontwandporosität von Kammersystemen in den großmaßstäblichen Untersuchungen nicht möglich war, sollen die Analysen an Kammersystemen vielmehr das generelle hydraulische Verhalten fokussieren, d.h. auf das Verständnis der Wechselwirkungen und deren Auswirkungen auf die Wellendämpfung und Belastung von Bauwerken mit Wellenkammer hinarbeiten.

Die Vorgehensweise und die zu berücksichtigenden signifikanten Randbedingungen zur Ermittlung der definierten globalen Zielgrößen von Kammersystemen sind in Abb. 16 zusammengefaßt. Dabei werden lediglich die für Kammersysteme spezifischen Erweiterungen dargestellt, die in Abb. 15 aufgeführten Aspekte bilden hierfür eine wesentliche Grundlage.

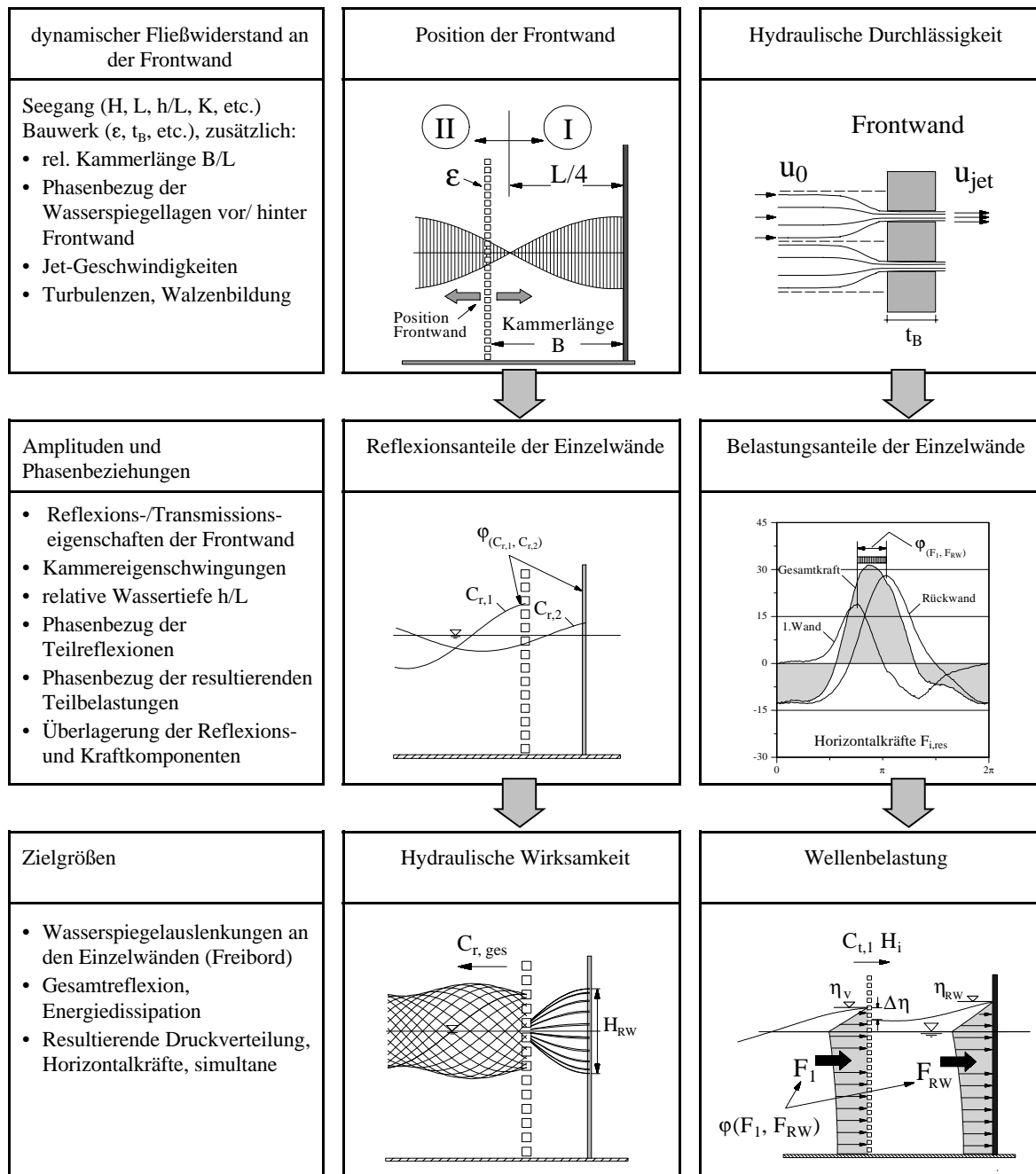


Abb. 16: Vorgehensweise zur Ermittlung der Zielgrößen unter Einbeziehung der signifikanten Randbedingungen und physikalischen Prozesse an Kammer-systemen

3 Experimentelle Untersuchungen

Die Analysen zur Ermittlung der hydraulischen Wirksamkeit und der Wellenbelastungen durchlässiger Strukturen basieren auf experimentellen Untersuchungen im Großen Wellenkanal, Hannover (GWK), der dem Forschungszentrum Küste (FZK) angegliedert ist. Der Versuchskanal gehört international zu einer der größten Forschungseinrichtungen dieser Art und erlaubt die detaillierte Untersuchung von komplexen Bauwerken unter weitgehender Vermeidung von Maßstabseffekten, auf deren Behandlung in dieser Arbeit zum Einfluß nichtbrechender Wellen daher verzichtet wird.

3.1 Versuchskanal und untersuchte Strukturvarianten

Der 7m tiefe und 5m breite Wellenkanal besitzt eine nutzbare Gesamtlänge von 307m. Die zweiteilige Wellenklappe wird im Pusherbetrieb mit einer maximalen Leistung von 900 kW angetrieben. Die Wellenmaschine verfügt über eine Regeltechnik, die die vom Bauwerk zur Wellenklappe zurücklaufende Energie absorbiert. Rd. 220 m von der Wellenklappe entfernt beginnt eine ca. 1:6 geneigte Sandböschung, an der ein Teil der Seegangsenergie dissipiert bzw. reflektiert wird (Abb. 17, oben). Um die Untersuchung der hydraulischen Verhältnisse an durchlässigen Einzelwänden nicht durch hydrodynamische Prozesse bei der Wellengenerierung bzw. an der Sandböschung zu beeinflussen, wurden die einzeln stehenden Filterwände etwa in Mitte der zur Verfügung stehenden Kanalstrecke positioniert (rd. 100m vor der Wellenklappe).

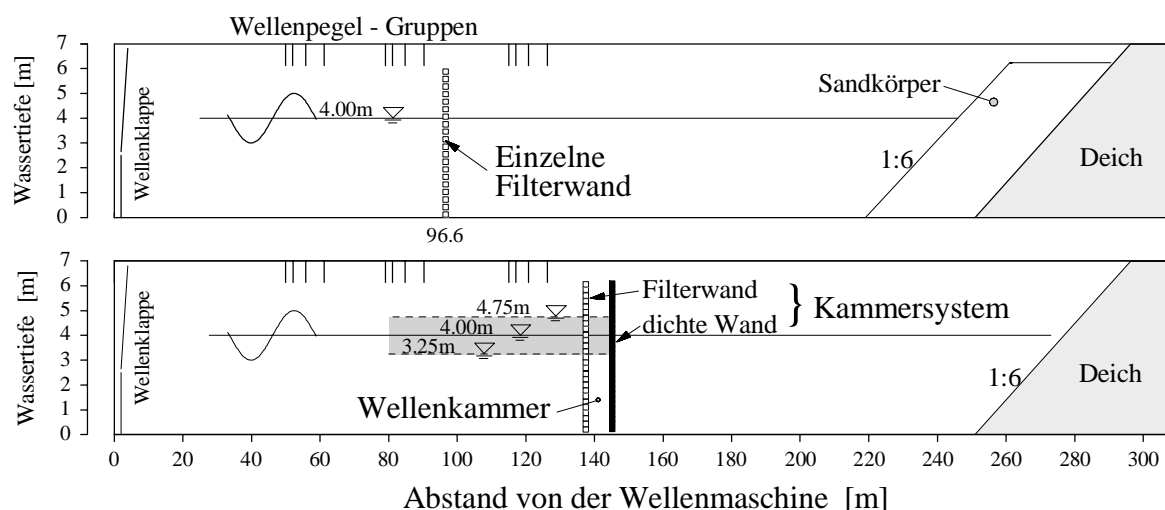


Abb. 17: Positionen der untersuchten Bauwerksvarianten und der installierten Pegelgruppen zur Reflexions- und Transmissionsanalyse.

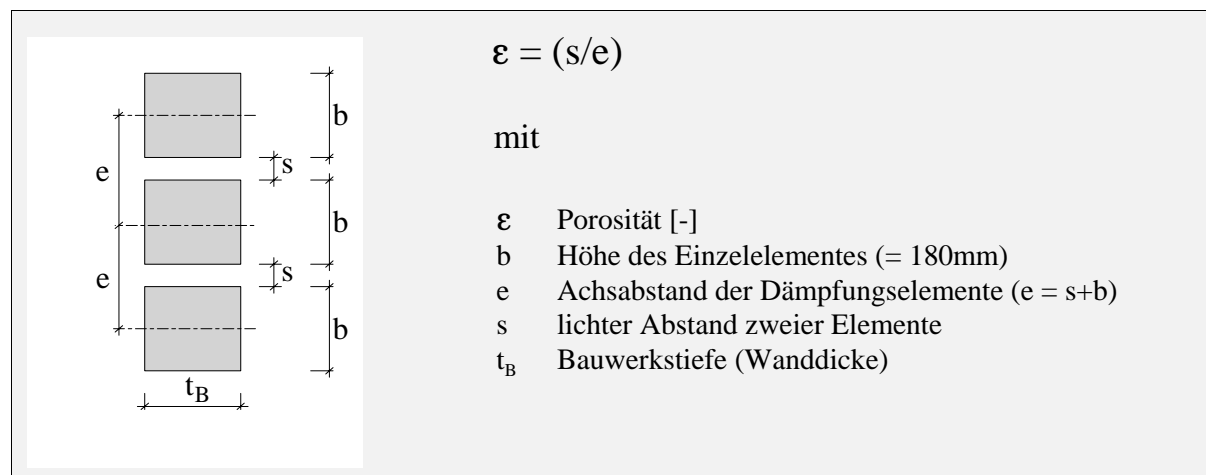
Da bei der einzeln stehenden dichten Wand sowie den untersuchten Kammersystemen eine Beeinflussung durch die Sandböschung ausgeschlossen werden kann, wurden diese Strukturen zur Gewährleistung einer möglichst ungestörten Erfassung des Wellenfeldes vor dem Bauwerk etwa 50m in Richtung Sandböschung versetzt (Abb. 17, unten).

Um die im Stahl bzw. in der Konstruktion durch die dynamische Wellenbelastung geleistete Verformungsarbeit zu minimieren, wurde eine sehr steife Struktur gewählt. Die Konstruktion ist aus horizontal installierten Stahl-Hohlkastenprofilen (Außenmaß: 180 x 180mm) zusammengesetzt, die in einem definierten Abstand voneinander an Vertikalstützen montiert sind. Die vom Bauwerk aufgenommenen Lasten werden über massive Querträger (HEB 500) in ein Auflager an der Wand des Wellenkanals eingeleitet. Das Eigengewicht einer solchen Filterkonstruktion beträgt (in Abhängigkeit der Porosität) rd. 10 Tonnen. Abb. 18 zeigt eine Filterwand während der Montage.

Die Untersuchungen einzeln stehender Wände umfassen neben dem Referenzfall einer undurchlässigen Wand ($\varepsilon = 0\%$), vier Varianten mit Porositäten von 11%, 20%, 26.5% bis zu 40.5% (weitgehend durchlässig). Zusätzlich wurden Versuche ohne Bauwerk mit regelmäßigem Seegang durchgeführt. Die Porosität ε einer Filterwand wird nach Abb. 19 definiert.



Abb. 18: Einzeln stehende Filterwand ($\varepsilon = 26.5\%$) während des Einbaus im GWK

**Abb. 19:** Definition der Porosität einer Filterwand (Seitenansicht)

Die jeweiligen Element-Abstände und die Öffnungsweiten sowie die beispielhaft nach verschiedenen Ansätzen berechneten effektiven Größen (vgl. Tab. 3, Abschn. 2.2) sind in Tab. 5 zusammengestellt und verdeutlichen gleichzeitig die sehr stark abweichenden Angaben und den gegensätzlichen Verlauf für die effektive Öffnungslänge l^* .

Tab. 5: Geometrische und "effektive" Abmessungen der untersuchten Filterwände

geometrische bzw. effektive Größen in [m]	Bauwerksporosität ε (GWK, $t_B = 0.18\text{m}$)			
	0.11	0.20	0.265	0.405
Elementabstand e	0.202	0.225	0.245	0.303
Öffnungsweite s	0.022	0.045	0.065	0.123
effektive Öffnungslänge l^*				
<i>Chegini & Wilkinson</i> (1995)	0.011	0.023	0.033	0.062
<i>Richey & Sollitt</i> (1970)	0.029	0.060	0.087	0.164
<i>Morse & Ingard</i> (1968)	0.37	0.37	0.38	0.43
<i>Hagiwara</i> (1984)	3.21	1.61	1.14	0.65
effektive Öffnungsweite s^*				
<i>Tuck</i> (1975)	0.20	0.22	0.24	0.28

Die untersuchten Kammersysteme bestehen aus einer undurchlässigen Rückwand, vor der eine bzw. mehrere Filterwände in vorgegebenem Abstand installiert sind. Die an den Filterwänden auftretenden Wellenkräfte werden über Längssteifen (HEB 300) und einem Querträger (HEB 500) in ein Auflager in der Kanalwand geleitet.

In den Untersuchungen der Einkammersysteme (EKS) beträgt die Porosität der Filterwand unverändert $\varepsilon = 20\%$, wobei zwei verschiedene Abstände ($B = 4.8\text{m}$ und 7.8m) zwischen Filter- und Rückwand ausgewertet wurden (Abb. 20, c und d).

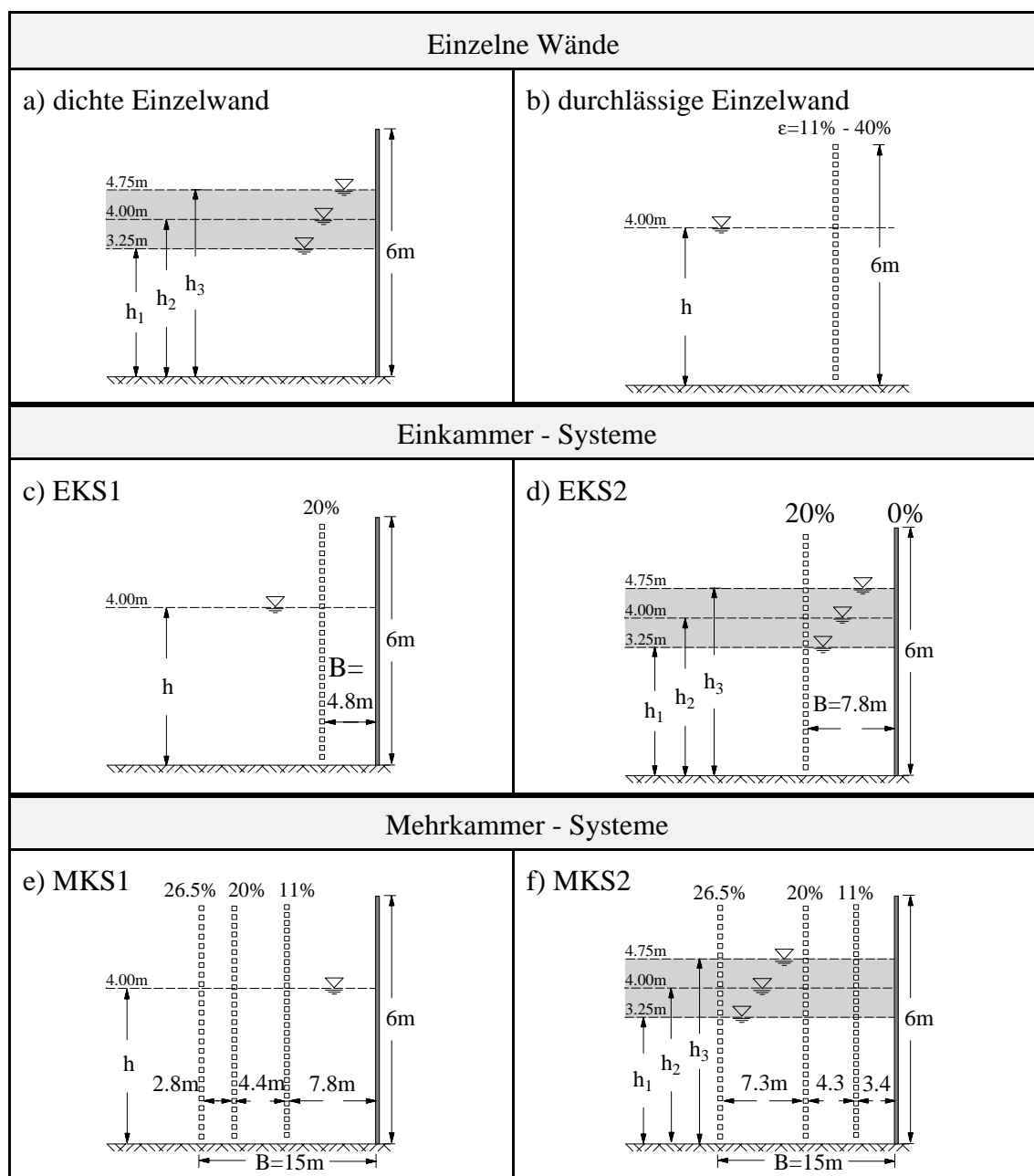


Abb. 20: Untersuchte Bauwerksvarianten im GWK (Übersicht).

Die Mehrkammersysteme (MKS) besitzen drei Wellenkammern, die durch Filterwände mit einer Porosität von $\varepsilon = 26.5\%$ (seewärtige Wand), 20% , 11% und $\varepsilon = 0\%$ (Rückwand) begrenzt werden. Die Porosität der Wände nimmt in Wellenfortschrittsrichtung ab. Die untersuchten Varianten unterscheiden sich dabei lediglich in den Abständen der Filter untereinander, die Gesamtlänge des Kammersystems ist mit $B = 15\text{m}$ konstant (Abb. 20, e und f). Zusätzlich ist in Abb. 20 angegeben, an welchen Systemen der Einfluß der Wassertiefe ($3.25\text{m} < h < 4.75\text{m}$) auf die hydraulischen Prozesse untersucht wurde.

3.2 Verwendete Meßtechnik

In den Versuchen wurden bis zu 128 Meßkanäle aufgezeichnet. Die zur Erfassung des Seegangs und der Bauwerksbelastungen eingesetzten Meßaufnehmer werden nachfolgend kurz erläutert. Die Positionen der Meßaufnehmer, die im unmittelbaren Bereich bzw. direkt an der Struktur appliziert waren, sind für sämtliche untersuchten Kammersysteme detailliert im Anhang dargestellt.

Wellenpegel: Die Wellendämpfung wird durch Messungen der Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter dem Bauwerk ermittelt. Die aktuelle Lage des Wasserspiegels wird durch Messung der Widerstandsänderungen unter Verwendung von Wellendrähnen erfaßt. Zur Trennung der einlaufenden und reflektierten Komponenten des Seegangs nach der 3 Pegel-Methode von *Mansard u. Funke* (1980) dienen Pegelgruppen mit jeweils 4 Wellenpegeln, die an festgelegten Positionen im Kanal installiert sind (vgl. Abb. 17). Weitere Pegel sind im unmittelbaren Nahbereich des Bauwerks eingebaut, um den Wasserspiegelgradienten zwischen Vorder- und Rückseite der Struktur und dessen Einfluß auf die Durchströmung des Wellenfilters zu ermitteln. Insgesamt sind bis zu 23 Wellenpegel zur Messung der Seegangscharakteristik im Versuchskanal installiert (Positionen im Nahfeld der Struktur, vgl. Abb. A1 - A4 im Anhang).

Strömungssonden: Zur Messung von Strömungsgeschwindigkeiten an einzeln stehenden Filterwänden wurden vier elektromagnetische 2-Komponenten-Strömungssonden des Herstellers Norddeutsche Seekabelwerke (NSW) mit einem Meßbereich von $\pm 5\text{m/s}$ eingesetzt. Drei der Sonden sind in Höhenstufen zwischen einem und drei Metern über der Kanalsohle unmittelbar vor dem Bauwerk (etwa 1.5m Abstand) installiert, eine weitere NSW-Sonde ist im Bereich der dritten Pegelgruppe (rd. 22m hinter dem Bauwerk) in drei Meter Höhe eingebaut worden. Die NSW-Strömungssonden mußten in den Versuchen mit Kammersystemen aufgrund parallel durchgeführter Naturmessungen gegen 3D-Strömungssonden vom Typ SONTEK (Meßbereich von $\pm 2.5\text{m/s}$) ersetzt werden.

Druck- und Kraftaufnehmer: Zur Ermittlung der Bauwerksbelastungen sind Druck- und Kraftaufnehmer an den Einzelelementen der Filterwände installiert worden. Je nach Einbauvariante (Porosität) sind bis zu zwanzig Querelemente mit Kraftaufnehmern bestückt (Abb. 21). Die Kraftmessung erfolgt an einem Ende der Hohlkastenträger durch zwei Meßelemente aus Edelstahl, die mit Dehnungsmeßstreifen (DMS) als Vollbrücke versehen sind (Abb. 22). Auf der gegenüberliegenden Seite des Hohlkastenträgers befinden sich zwei identisch ausgebildete Edelstahl-Elemente ohne DMS, so daß die auf ein Dämpfungselement einwirkenden Lasten auf beiden Seiten des Elementes symmetrisch in den Vertikalträger eingeleitet werden.

mische Veränderungen der Wasserspiegellage und der Belastungen aufgezeichnet, der hydrostatische Druckanteil bzw. das Eigengewicht der Struktur wird nicht einbezogen.

Die aufgezeichneten und verstärkten Meßsignale der bis zu 128 Aufnehmer werden über eine A/D-Wandlung in binären Dateien abgelegt. Bis zu 80 Kanäle können zeitsynchron erfaßt werden, die darüber hinaus gehende Zahl wurde anschließend durch parallele Aufzeichnung zweier Meßkanäle synchronisiert. Die Meßfrequenz beträgt 200Hz, lediglich in Sonderuntersuchungen wurden Tests mit einer Taktrate von 2000Hz durchgeführt. Der Aufbau der Meßwerterfassung ist exemplarisch in Abb. 22 für ein Einkammer-System dargestellt. Die Messungen am Einzelfilter erfolgen analog.

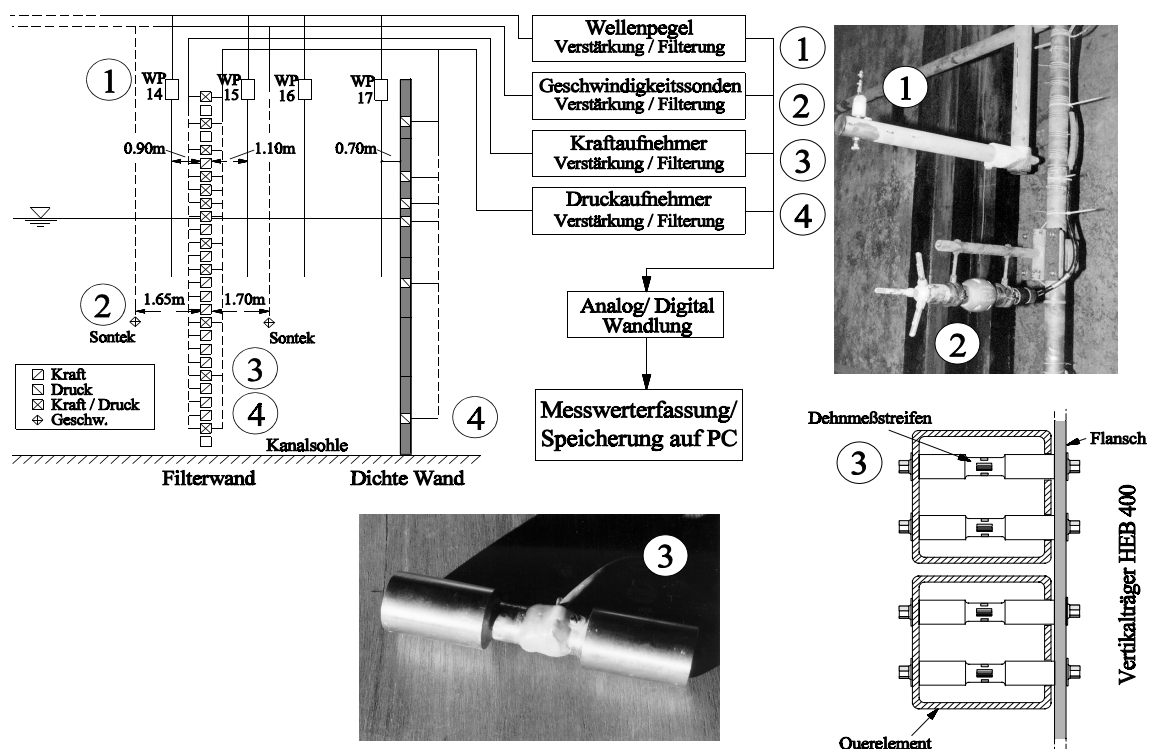


Abb. 22: Aufbau der Meßwerterfassung bei der Durchführung der Versuche an Kammersystemen (schematisch)

3.3 Versuchsprogramm und Meßmethodik

Die Seegangparameter wurden für jeden Bauwerkstyp systematisch variiert. Das Versuchsprogramm umfaßt Tests mit regelmäßigen Wellen, Wellenspektren sowie mit Einzelwellen und transienten Wellenpaketen (*Kuehnlein*, 1997). Versuche mit regelmäßigem Seegang ermöglichen durch die fortdauernde Wiederholung einzelner Wellen gleicher Periode und Höhe eine definierte Zuordnung zwischen Seegangparametern

(bzw. der Wellenphase) und deren physikalischer Wirkung. Darüber hinaus wird die Plausibilitätsprüfung der Meßergebnisse und die intensive visuelle Beobachtung der experimentellen Untersuchungen verbessert. Zur Übertragung der Ergebnisse auf natürlichen Seegang ist eine Verifikation anhand theoretischer Wellenspektren notwendig. Solitärwellen stellen den Grenzfall reiner Flachwasserwellen dar und erlauben eine entkoppelte Analyse z.B. des einlaufenden und reflektierten Seegangs, während die Wellenpakete vornehmlich zur Kalibrierung und Überprüfung eines numerischen Modells (Kuhlmann, 1998) herangezogen wurden. Der Schwerpunkt der dieser Arbeit zugrunde liegenden analytischen Auswertungen basiert auf regelmäßigen Wellen und Wellenspektren. Die Seegangparameter dieser Versuche sind in Tab. 6 zusammengefaßt.

Tab. 6: Seegangparameter regulärer Wellen (R) und Wellenspektren (S) zur Untersuchung von Einzelfiltern und Kammersystemen im GWK.

Wellen- periode T bzw. T _p [s]	Wellenhöhe H _m bzw. H _s [m] Wassertiefe h = 4.00m				
	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50
4.5	R/ S	R/ S	R/ S	R	R
6	R/ S	R/ S	R/ S	R/ S	R
8	R/ S	R/ S	R/ S	R/ S	
12	R/ S	R/ S	R		

Wellen- periode T bzw. T _p [s]	Wellenhöhe H _m bzw. H _s [m] Wassertiefe h = 3.25/ 4.75m				
	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50
4.5	R	S	R	-	R
6	R/ S	S	R/ S	-	R
8	R/ S	S	R/ S	-	
12	R/ S	S	R		

Der reguläre Seegang wird nach Stokes 3.Ordnung generiert, wobei die Beschreibung der Oberflächenfunktion der Welle empirisch optimiert wurde, so daß stabile Wellenformen mit nur geringer Zerfallsneigung eingesteuert werden können. Die hier untersuchten Wellen liegen mit relativen Wassertiefen von $h/L = 0.049 - 0.183$ ausschließlich im Übergangsbereich (Abb. 23).

Abb. 24 zeigt beispielhaft einen Einzelfilter ($\varepsilon = 26.5\%$) kurz vor dem Auftreffen der ersten Wellen eines Versuches (regulärer Seegang).

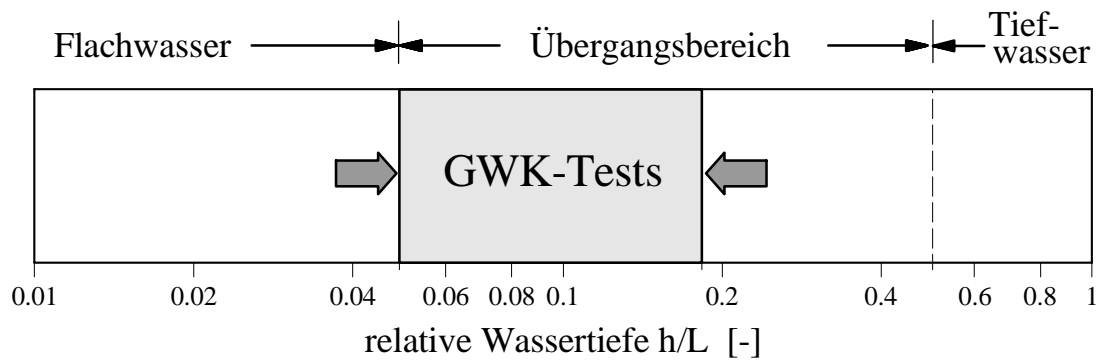


Abb. 23: Untersuchte Bandbreite bezogener Wassertiefen h/L

Die Versuchsdauer wurde aus den Erfordernissen für die Analysen abgeleitet und auf 40 ($T = 12s$) bzw. 60 ($T = 4.5s$) Wellen festgelegt. Um die hydraulische Wirkung des Bauwerkes allein zu quantifizieren, wurden bei der Analyse der regulären Wellen Zeitfenster definiert, die Reflexionseinflüsse der hinter dem Bauwerk liegenden Sandböschung weitestgehend ausschließen. Die Festlegung erfolgte in Voruntersuchungen, in



Abb. 24: Regelmäßige Wellen kurz vor dem Auftreffen auf einen Einzelfilter (Versuchsbeginn).

denen u.a. die Zeitreihen der Initialmessungen ohne Bauwerk mit den Messungen unter Bauwerkseinfluß gegenübergestellt und somit der Beginn der bauwerksbedingten und der böschungsinduzierten Reflexion ermittelt wurde. Aufgrund der langen Zykluszeiten ist hingegen bei Wellenspektren eine Wechselwirkung zwischen Strand und Bauwerk, insbesondere für langperiodische Wellen, die stark an der Böschung reflektieren (Reflexionsbrecher), zu erwarten.

Das Energiedichtespektrum der irregulären Seegänge entspricht einer *Pierson-Moskowitz*-Verteilung (Peaküberhöhungsfaktor $\gamma = 1.0$). Der Groupiness-Faktor GF der generierten Seegänge liegt zwischen $GF = 0.591$ und $GF = 0.703$. Die Zykluszeit wurde mit etwa $90 T_p$ festgelegt, die Versuchslänge der eingesteuerten Zyklen beträgt zwischen der 1.5-fachen ($T_p = 4.5s$) und 1.2-fachen ($T_p = 12s$) Zykluszeit. Zur Untersuchung stochastischer Einflüsse wurden zusätzlich mehrere Langzeittests mit 400-500 Wellen bei drei verschiedenen Porositäten (20% - 40.5%) am Einzelfilter sowie an den EKS und MKS durchgeführt. Den hier vorgestellten Ergebnissen liegen Daten von rd. 400 großmaßstäblichen Modellversuchen zugrunde, die im Rahmen eines BMBF-Forschungsprojektes innerhalb von etwa 7 Monaten Versuchszeit durchgeführt wurden.

Zur besseren Identifizierung der Versuchsparameter werden in den Abbildungen dieser Arbeit Ziffern angegeben, denen jeweils eine Wellenperiode und Wellenhöhe zugeordnet ist. Diese sind nach Tab. 7 definiert:

Tab. 7: Zuordnung der Seegangparameter zu den in den Abbildungen verwendeten Kennziffern.

Wellenperiode T bzw. T_p [s]	4.5					6.0					8.0				12.0		
Wellenhöhe H bzw. H_s [m]	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	0.50	0.75	1.00	1.25	0.50	0.75	1.00
Ziffer	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17

4 Wasserspiegelauslenkungen an Bauwerken mit durchlässiger Front

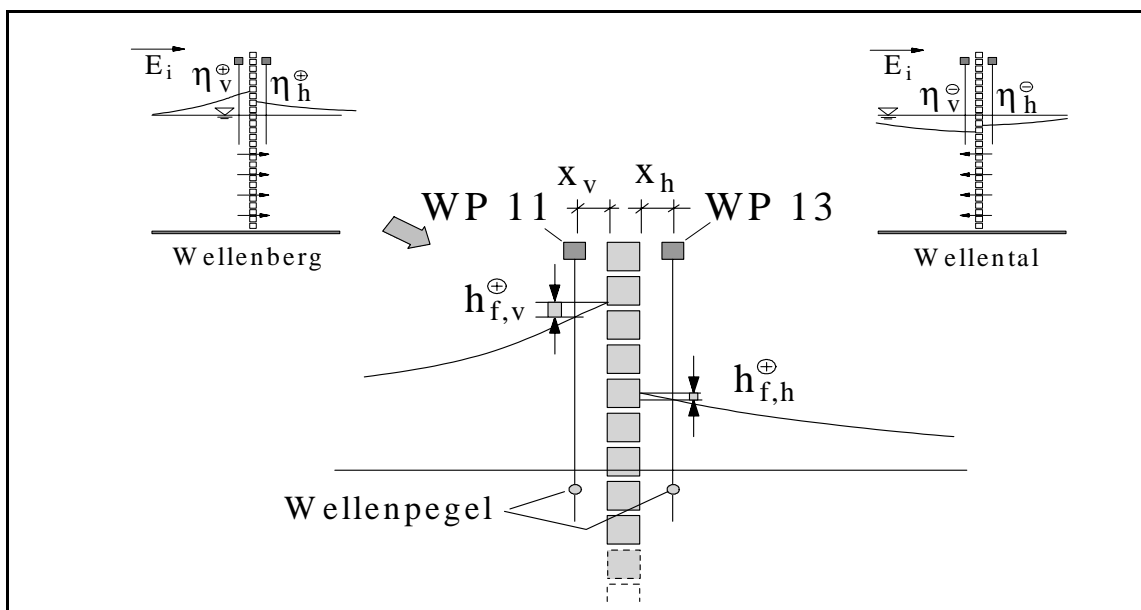
4.1 Wasserspiegelauslenkungen am Einzelfilter

Zur Formulierung eines Ansatzes, der die Hydrodynamik und Seegangsbelastung durchlässiger vertikaler Strukturen auf der Grundlage empirischer Analysen beschreibt, sollen nachfolgend die Wasserspiegelauslenkungen an Einzelwänden unterschiedlicher Porosität untersucht werden. Dazu werden die Wasserspiegelauslenkungen auf der Frontseite sowie auf der Rückseite der Struktur (transmittierter Seegang), sowie deren Phasenbeziehung analysiert, wodurch der maximale Druckgradient quantifiziert werden kann. Ziel ist es, möglichst anschauliche Gleichungen mit deutlicher Zuweisung der Terme zu den physikalischen Prozessen auf der Grundlage bestehender theoretischer Ansätze zu erarbeiten.

Um die Wasserspiegelauslenkungen an der Struktur möglichst genau zu bestimmen sind zwei Wellenpegel sehr nah vor und hinter der durchlässigen Wand installiert worden (vor der Wand rd. $x_v = 0.56\text{m}$, hinter der Wand $x_h = 0.22\text{m}$, vgl. Abb. 25, oben). Der relative Abstand des Pegels vor der Wand liegt zwischen $0.008 < x_v/L < 0.023$. Bei moderatem Seegang, bei dem die Geschwindigkeiten in den Wandöffnungen verhältnismäßig gering sind, sind mit dieser Meßanordnung weitgehend ungestörte Messungen durchführbar. Der meßtechnisch bedingte potentielle Höhenfehler infolge des konvexen Wellenprofils seewärtig der Struktur $h_{f,v}$ (Abb. 25, oben) kann für mittlere Wellenhöhen (etwa $H = 1.0\text{m}$) und einer Wandporosität von $\varepsilon = 11\%$ mit rd. $h_{f,v} = 0.05H_i$ abgeschätzt werden, bei niedrigeren Wellen und zunehmender Wanddurchlässigkeit verringert sich dieser Wert. Auf der Bauwerksrückseite liegt ein näherungsweise fortschreitendes Wellenfeld (kleinerer Amplitude) vor, weshalb etwa $h_{f,h} \leq h_{f,v}$ gesetzt werden kann.

Steigen die Geschwindigkeiten an, lösen sich einzelne Wasserstrahlen an der Bauwerksrückseite (Wellenberg, Abb. 25a, unten) ab und eine turbulente, mit Luftblasen durchmischte Wassermasse durchläuft die Meßposition, wodurch die Meßwerte beeinflusst werden können. Die Maximalwerte werden durch diesen Umstand scheinbar nur gering verändert, bei der Betrachtung von Phasenbeziehungen kann dies hingegen signifikant werden (siehe Abschn. 4.1.3). Daher wurde der Wellenpegel leeseitig des Bauwerks nach den Messungen am Einzelfilter mit einer Porosität von $\varepsilon = 11\%$ (1. Versuchsserie) in einem größeren Abstand zur Bauwerksposition eingebaut ($x_h = 1.46\text{m}$). Im Lastfall "Wellental" an der Struktur können ebenfalls geringfügige Störungen der Messungen auftreten, aufgrund des geringeren Druckgradienten und des ausreichenden Abstands des Pegels vor der Filterwand sind diese jedoch i.A. vernachlässigbar (Abb. 25b, unten).

Einfluß des konvexen Wellenprofils



Einfluß der Jet-Strahlen

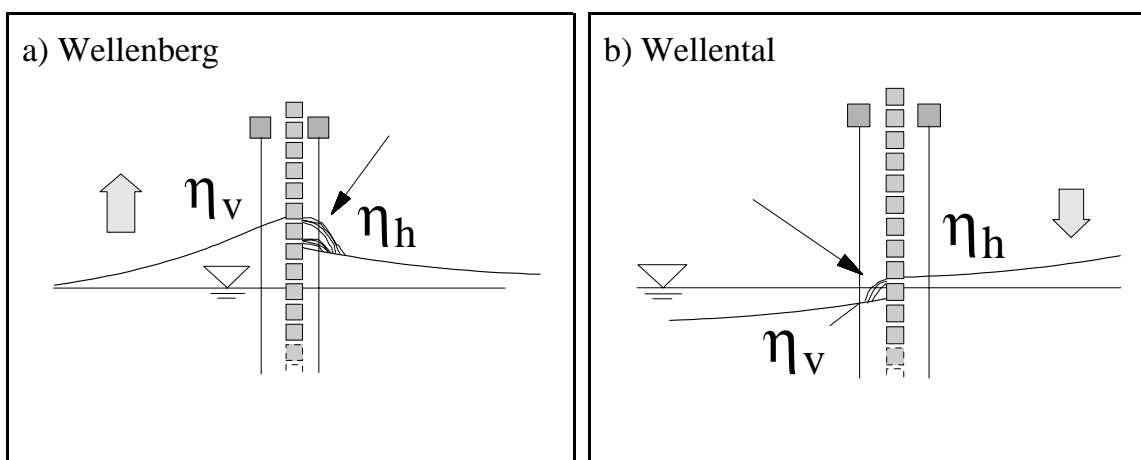


Abb. 25: Mögliche Beeinflussung der Messungen des Wasserspiegels unmittelbar an der durchlässigen Einzelwand durch die Form des Wellenprofils (oben) sowie infolge der Jet-Strahlen aus den Bauwerksöffnungen (unten).

4.1.1 Wasserspiegelauslenkung an der Bauwerksfront

Die Wasserspiegelauslenkung an der Struktur besitzt einen signifikanten Einfluß auf die Hydrodynamik und die Wellenbelastung von Bauwerken. Zur Vereinfachung wird im Küsteningenieurwesen häufig von linearen Seegangsverhältnissen ausgegangen, d.h. die Wasserspiegeloberfläche nimmt einen sinusförmigen Verlauf an und oszilliert symmetrisch um die Ruhewasserspiegellage (RWS). Für Wellen kleiner Amplitude in ausreichend großer Wassertiefe ist dies sicherlich eine zulässige Näherung und bildet die Grundlage für die lineare Wellentheorie nach Airy-Laplace. Mit zunehmendem Flachwassereinfluß - dort, wo in der Regel Wellenschutzbauwerke errichtet werden - aber auch bei langperiodischen bzw. extrem hohen Wellen zeichnet sich das Wellenprofil zunehmend durch kürzere, steilere Wellenberge sowie langgezogene, flachere Wellentäler aus. Damit geht einher, daß sich das Geschwindigkeits- und Druckfeld unter der Welle verändert und Wellenberg und Wellental nicht mehr symmetrisch zur Ruhewasserspiegellage liegen (Abb. 26). Auf Gleichungen zur Berechnung einer fiktiven Anhebung h_0 des RWS auf eine mittlere Wasserspiegellage (MWS) wird im Zusammenhang mit theoretischen Ansätzen stehender Wellenfelder eingegangen.

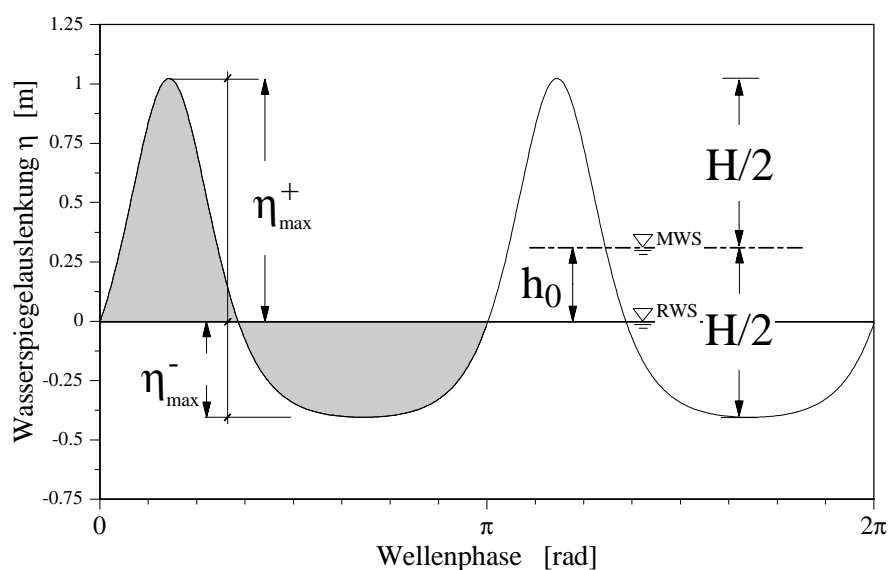


Abb. 26: Verschiebung von Wellental und Wellental einer nichtlinearen Welle (schematisch)

Während das Wellenprofil relativ kurzperiodischer fortschreitender Wellen ($T = 4.5\text{s}$) im Bereich der hier untersuchten Wellenhöhen ($0.5 - 1.5\text{m}$) mit ausreichender Genauigkeit durch die Theorie nach Stokes 3. Ordnung beschrieben wird, beginnt dieser Ansatz bei Wellen größerer Periode (ab $T = 6\text{s}$) und Wellenhöhen $H_1 > 1.0\text{m}$ stark angehobene, instabile Wellentäler zu liefern, wie die Gegenüberstellung der gemessenen Wellenprofile und die nach verschiedenen Ansätzen berechneten Wellenprofile beispielhaft für eine Welle mit $T = 4.5\text{s}$ (links) und eine Welle mit $T = 8\text{s}$ (rechts) zeigt (Abb. 27). Zur

besseren Übersicht ist das Wellenprofil nach Stokes 3.Ordnung verschoben dargestellt.

Die nach Cnoidaltheorie 2.Ordnung berechneten Wellenprofile ergeben für diesen Fall weitaus bessere Anpassungsfunktionen. Auch für kurzperiodische Wellen (s.o.) sind hier die Abweichungen zwischen theoretischen und gemessenen Werten relativ gering. Die Ergebnisse der Wasserspiegelauslenkungen nach Wellentheorie 1.Ordnung sind hingegen für genauere Betrachtungen ungeeignet. Da die vorgestellten theoretischen Ansätze zur Beschreibung des Wellenprofils entweder nicht durchgängig anwendbar sind, bzw. erheblichen Rechenaufwand erfordern, sollen nachfolgend Methoden überprüft werden, die sich auf die Ermittlung der Extremwerte der Wasserspiegelauslenkungen u.a. zur Bemessung von Bauwerken beschränken.

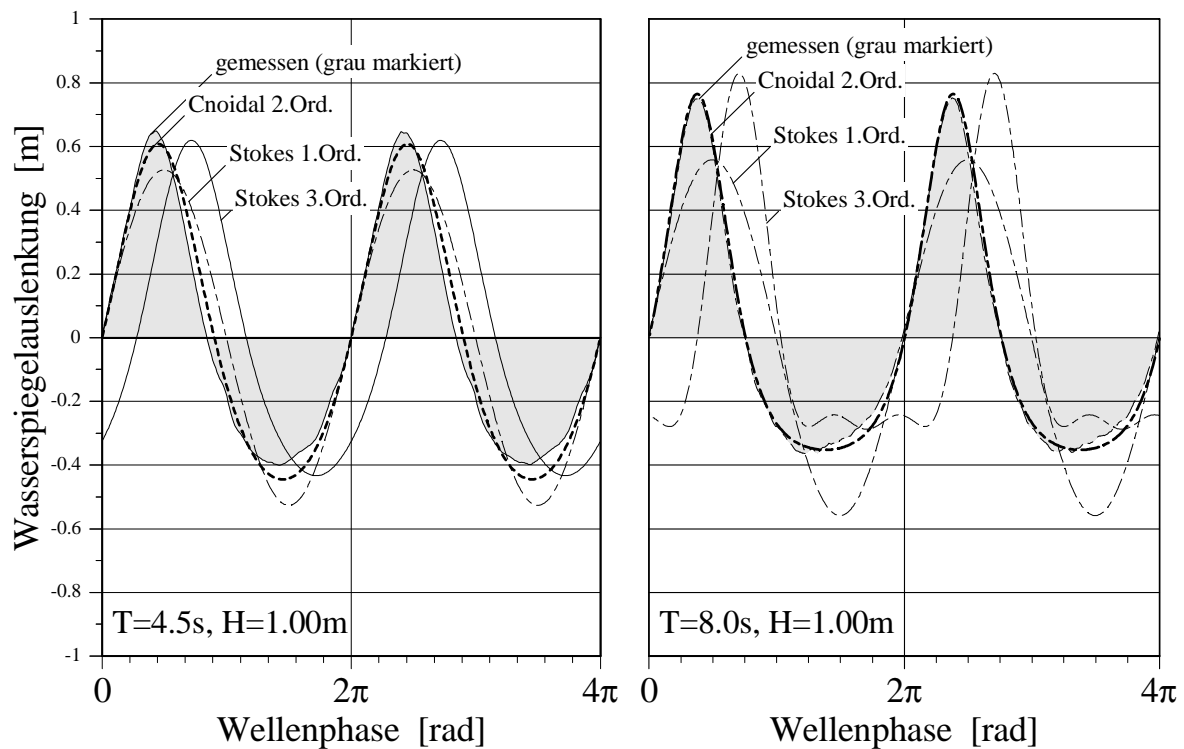


Abb. 27: Beschreibung von Wellenprofilen durch theoretische Ansätze (fortschreitende Wellen, exemplarisch).

Sainflou (1928) berücksichtigt die Asymmetrie der Wellen bei der Ermittlung der Bauwerksbelastung undurchlässiger vertikaler Wände durch eine fiktive Anhebung des Ruhewasserspiegels h_0 (vgl. Abb. 26):

$$h_0 = \frac{\pi H_i^2}{L} \coth\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (1)$$

Die maximale Wasserspiegelauslenkung η^+ an einer undurchlässigen Wand unter

Annahme von Totalreflexion (Clapotis) ergibt sich aus:

$$\eta^+ = h_0 + H_i \quad (2)$$

Miche (1944) leitet die Wasserspiegelanhebung für stehende Wellen nach Theorie von Stokes 2. Ordnung ab:

$$h_0 = \frac{\pi H_i^2}{L} \left[1 + \frac{3}{4 \sinh^2(2\pi h/L)} - \frac{1}{4 \cosh^2(2\pi h/L)} \right] \coth \frac{2\pi h}{L} \quad (3)$$

Für fortschreitende Wellen beträgt h_0 lediglich 1/4 des Wertes einer stehenden Welle (d.h., h_0 steigt mit zunehmender Reflexionswirkung schneller an als die Wellenhöhe $H_i + H_r$ am Bauwerk). In Abb. 28 sind beispielhaft für eine Wellenperiode $T = 8\text{s}$ (Wellenhöhen $H = 0.5\text{m} - 1.5\text{m}$) die beiden Berechnungsansätze für stehende Wellen gegenübergestellt. Die Ergebnisse weichen für $h/L < 0.15$, insbesondere jedoch für den Flachwasserbereich stark voneinander ab.

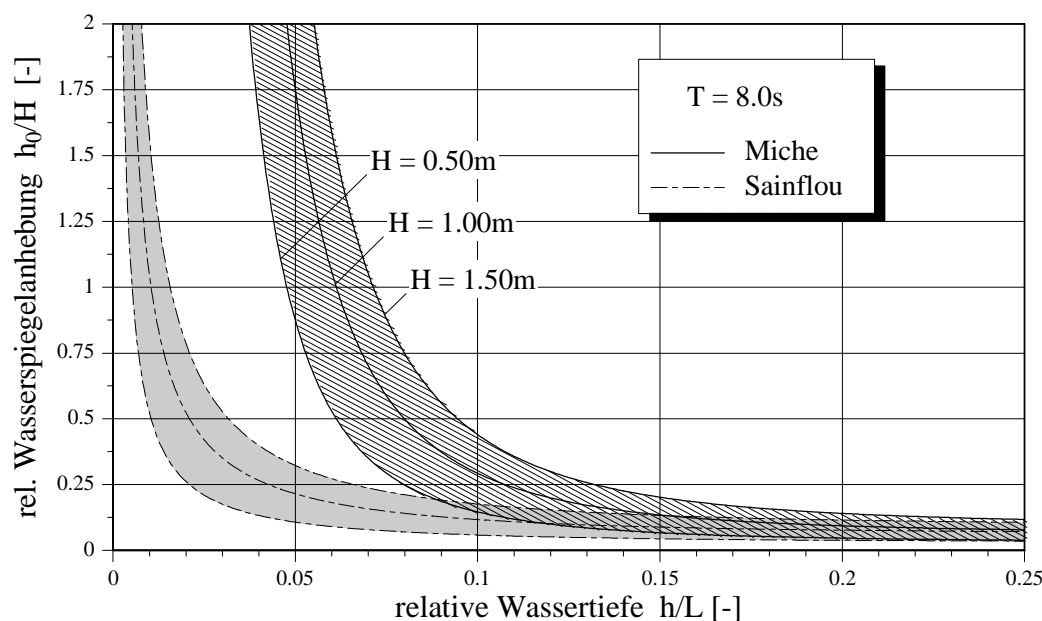


Abb. 28: Vergleich der Berechnungsansätze für die fiktive Anhebung des Ruhewasserspiegels nach Sainflou (1928) und Miche (1944).

Die Ermittlung der maximalen Wasserspiegelauslenkungen nach dem Miche-Ansatz 2. Ordnung (Gl. 3) ergibt sowohl für fortschreitende als auch für stehende Wellen gute Ergebnisse. Bei der Ermittlung der minimalen Wasserspiegelauslenkung unter einem Wellental versagt dieser Ansatz jedoch ebenso wie Stokes Theorie 3. Ordnung (vgl. Abb. 27).

Goda (1983) führt einen Parameter Π zur Beschreibung der Nichtlinearität fortschreiten-

der Wellen ein, der im Tiefwasser proportional zur Wellensteilheit (kennzeichnender Parameter im Tiefwasser) und im Flachwasser proportional zum Ursell-Parameter (kennzeichnender Parameter im Flachwasser) verläuft und damit eine Definition von Gültigkeitsbereichen umgeht:

$$\Pi = H_i/L \coth^3(2\pi h/L) \quad (4)$$

Mit Abnahme der relativen Wassertiefe und Zunahme der Wellenhöhe, d.h. mit zunehmender Abweichung von linearen Seegangsbedingungen steigt Π an. Nachfolgend wird die Eignung dieses Parameters zur Beschreibung der Wasserspiegelauslenkungen und dessen Erweiterung auf teilstehende Wellen überprüft. Daraus wird eine einfache Methode zur Ermittlung des Wellenaufbaus an durchlässigen Bauwerken abgeleitet, in der die hydraulischen Randbedingungen und die Bauwerksporosität berücksichtigt werden.

Neben der Wellenasymmetrie vergrößern sich im Vergleich zu fortschreitenden Wellen die Maxima und Minima der Wasserspiegelauslenkungen vor dem Bauwerk durch Überlagerung der Amplituden des einlaufenden und des reflektierten Seegangs (stehende bzw. teilstehende Wellen, Abb. 29).

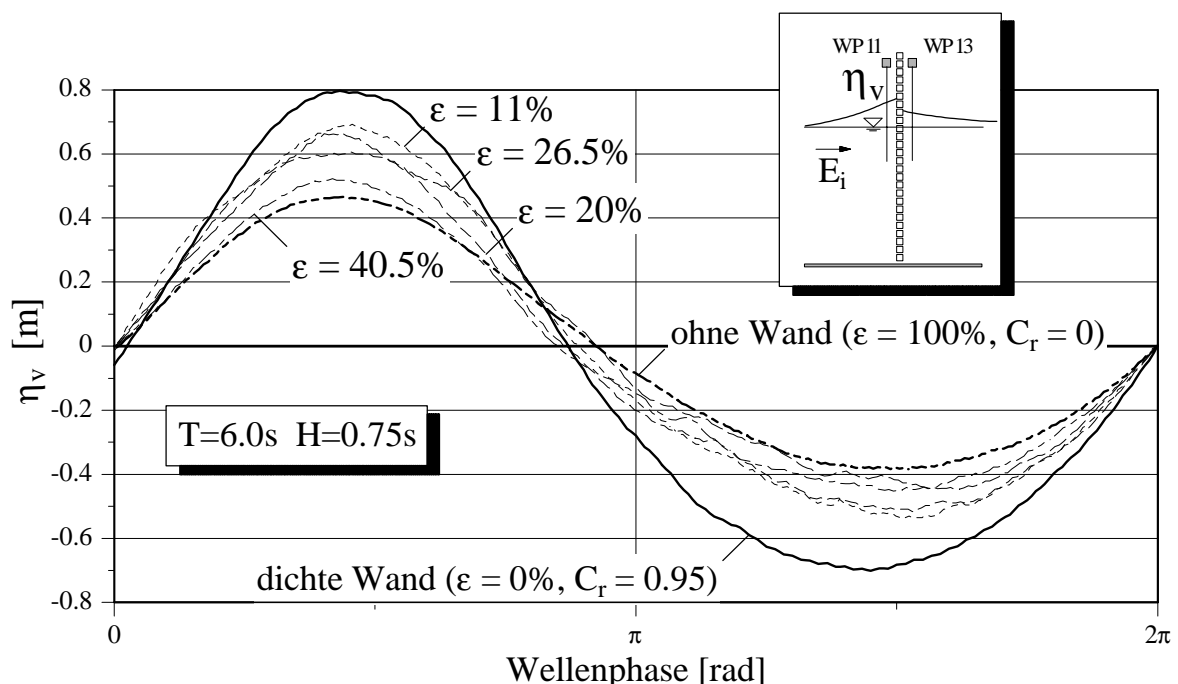


Abb. 29: Einfluß der Wandporosität auf die Wasserspiegelauslenkungen vor der Struktur (Wellenpegel WP11).

Um den Wellenaufbau an der Struktur zu ermitteln, muß daher sowohl die Asymmetrie der Wellen als auch die Reflexionswirkung des Bauwerkes bekannt sein.

Ansatz zur Ermittlung der Wasserspiegelauslenkung an der Bauwerksfront

Im Fall fortschreitender Wellen verläuft das theoretische Verhältnis der positiven Wasserspiegelauslenkung η^+ zur Höhe der einlaufenden Welle H_i zwischen $0.5 < \eta^+/H_i < 1.0$, wobei der erste Grenzwert eine lineare Welle und der zweite Grenzwert eine solitäre Welle charakterisiert. Die Wellenasymmetrie kann für eine fortschreitende Welle sehr gut unter Einbeziehung des Nichtlinearitäts-Parameters Π nach *Goda* (1983) durch

$$\eta^+/H_i = 0.5 [1 + \tanh(2\Pi)] \quad (5)$$

beschrieben werden (Abb. 30). Mit zunehmendem Reflexionseinfluß erhöht sich die Wasserspiegelauslenkung an der Struktur und somit das Verhältnis η^+/H_i , so daß sich bei vollständiger Reflexion die Extremwerte verdoppeln. Die theoretischen Grenzwerte des gemeinsamen Einflusses der Wellenasymmetrie und der Bauwerksreflexion auf die Wasserspiegelauslenkung an der Struktur liegen demzufolge zwischen $\eta^+/H_i = 0.5$ (lineare Welle, keine Reflexion) und 2.0 (solitäre Welle, vollständige Reflexion), wie auch die Gegenüberstellung der ermittelten relativen Wasserspiegelauslenkungen vor der Struktur mit dem Parameter Π bestätigt (vgl. Abb. 30, Meßwerte mit einer Ausnahme zwischen $0.5 < \eta^+/H_i < 1.7$).

Um beide wesentliche Einflußgrößen miteinander zu verknüpfen muß daher ein Faktor Ψ_ϵ ($1 < \Psi_\epsilon < 2$) eingeführt werden, der näherungsweise die Reflexionswirkung des Bauwerks im Vergleich zur fortschreitenden Welle kennzeichnet:

$$\Psi_\epsilon = 1 + \exp(-\epsilon/0.2) \quad (6)$$

Der Wellenaufbau am Bauwerk kann allgemein unter Berücksichtigung der Wellenasymmetrie und der Reflexionswirkung des Bauwerks aus der Verknüpfung von Gl. (5) und (6) bestimmt werden:

$$\eta^+ = H_i/2 [1 + \tanh(2\Pi)] \Psi_\epsilon \quad (7)$$

Der maximale Wellenablauf η^- an der Filterwand folgt aus Gl. (7) und der Bedingung, daß die minimale und maximale Wasserspiegelauslenkung zusammen gemäß Definition der Wellenhöhe entsprechen. Die Lage des Wellentals hebt sich jedoch mit zunehmender Nichtlinearität weniger stark an als der Wellenberg, daher geht der Goda-Parameter zur Ermittlung des Wellenablaufs nur einfach im Argument des Hyperbel-Tangens in Gl. (8) ein:

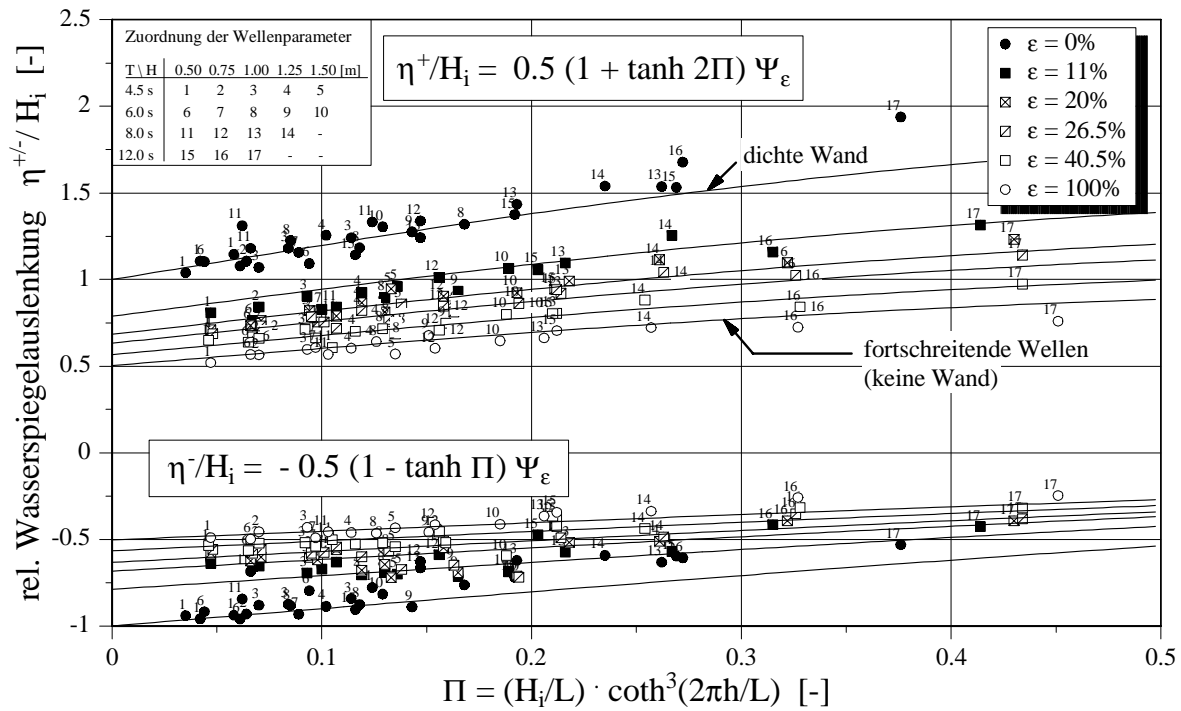


Abb. 30: Gegenüberstellung der gemessenen Wasserspiegelauslenkungen mit dem Nichtlinearitätsparameter Π nach Goda.

$$\eta^- = -H_i/2 [1 - \tanh(\Pi)] \Psi_\varepsilon \quad (8)$$

Während der maximale Wellenaufbau an der Struktur sehr gut mit Gl. (7) angenähert wird, unterliegen die Werte für den Wellenablauf stärkeren Streuungen, entsprechen aber noch recht gut der Beschreibung nach Gl. (8). Die Abweichungen sind zum Teil auf eine Störung der Messung beim Wellenrücklauf im Wellental (Abb. 25b) zurückzuführen, insbesondere bei hohen Wellen wird der Wellenablauf zusätzlich durch einen pulsierenden Rückstrom zeitlich verzögert, so daß der Effekt der verstärkten Reflexion - anders als beim Wellenaufbau - teilweise ausgeglichen und der Minimalwert des Wellenablaufs dadurch angehoben wird. Die Ergebnisse der vorgestellten Methode sind für sämtliche untersuchten Porositäten in Abb. 31 unter Angabe der absoluten und der relativen Standardabweichung (σ bzw. σ') zusammengefaßt.

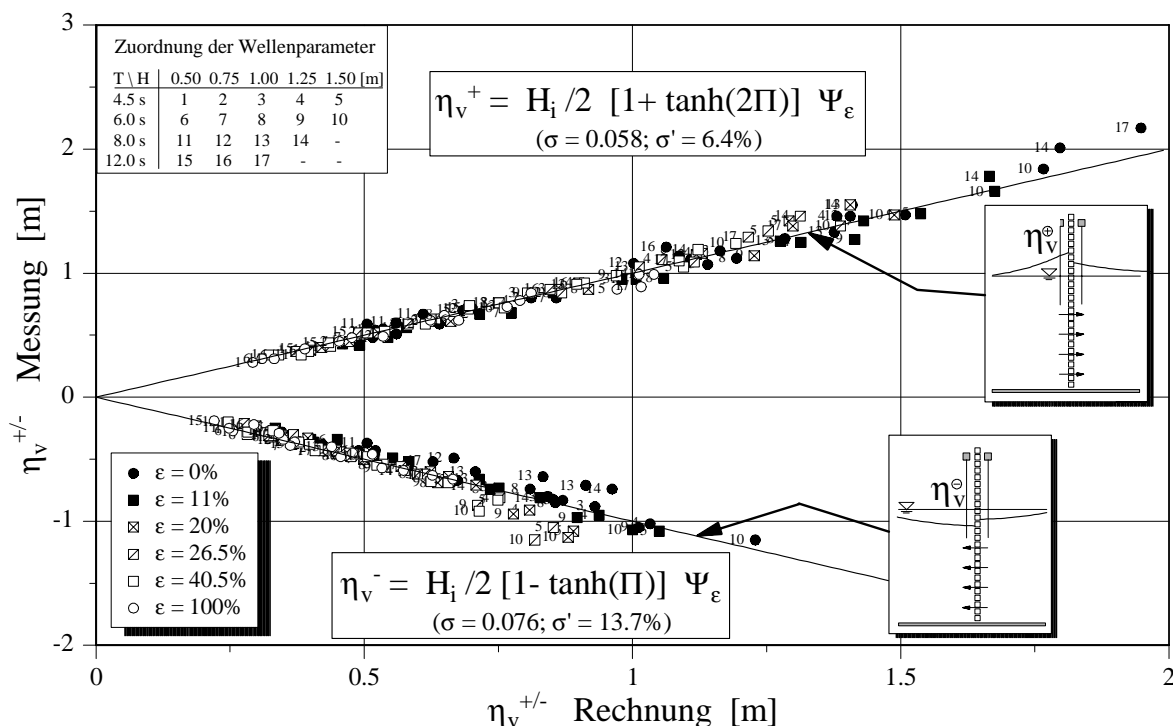


Abb. 31: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Werte der Wasserspiegelauslenkungen vor Einzelwänden unterschiedlicher Porosität ($\epsilon = 0\% - 100\%$).

Übertragung des Ansatzes auf Wellenspektren

Um die für reguläre Wellen ermittelte Ansätze (Gl. 7 u. 8) auf deren Eignung zur Beschreibung von Wellenspektren zu überprüfen, werden die lokalen Extremwerte der Wasserspiegelauslenkungen an der Struktur über die Zykluszeit (rd. $90 T_p$) eines Versuches statistisch ausgewertet und den entsprechenden Werten der Wellenhöhen-Verteilung gegenübergestellt. Zur Analyse der Wasserspiegelauslenkungen vor der Struktur werden die gemessenen Extremwerte und deren Unterschreitungshäufigkeit ermittelt und in Form von charakteristischen Größen (η_{\max} , $\eta_{1/10}$, etc.) angegeben (Punkt B bis D, Abb. 32). Die Analyse der einlaufenden Wellenhöhen erfolgt analog an einer Position rd. 50m vor der Filterwand (Punkt A, Abb. 32). Mit zunehmender Unterschreitungshäufigkeit der Wasserspiegelauslenkung an der Struktur führen die zufälligen Überlagerungen der einzelnen Wellenkomponenten an verschiedenen Orten im Kanal durch Dispersion dazu, daß Ursache (Wellenhöhe) und Wirkung (Auslenkung an der Struktur) schlechter zugeordnet werden können.

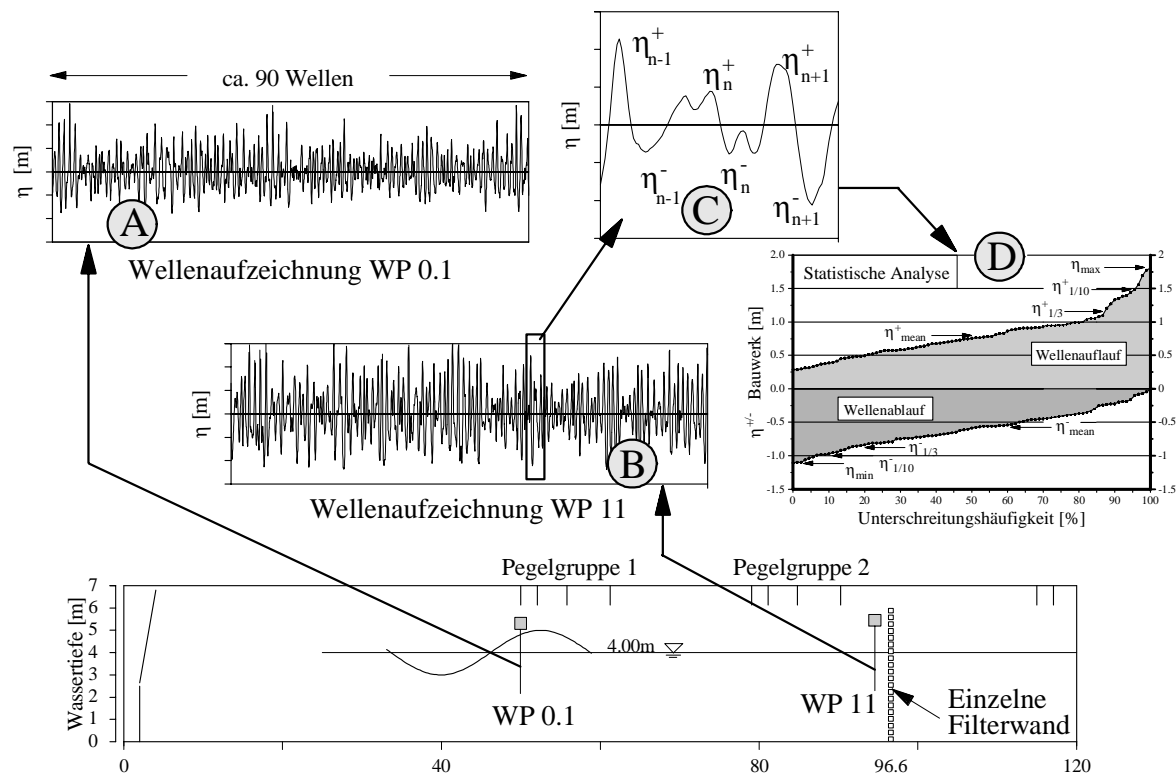


Abb. 32: Vorgehensweise zur Analyse der Wasserspiegelauslenkung infolge Wellenspektren sowie die jeweilige Meßposition der Basisdaten.

Neben der verhältnismäßig geringen Wellenzahl sind aus diesem Grund die ermittelten Maximalwerte der Verteilung η_{\max}^+ , ebenso wie die der Wellenhöhen H_{\max} von eingeschränkter Aussagekraft. Abb. 33 zeigt, daß hingegen Auflaufwerte größerer Unterschreitungshäufigkeit ($\eta_{1/10}^+$, $\eta_{1/3}^+$) recht gut durch Ansatz der korrespondierenden Wellenhöhen ($H_{i,1/10}$, $H_{i,1/3}$) in Gl. (7) u. (8) reproduziert werden können. Lediglich der Wellenablauf $\eta_{1/10}^-$ wird etwas stärker unterschätzt.

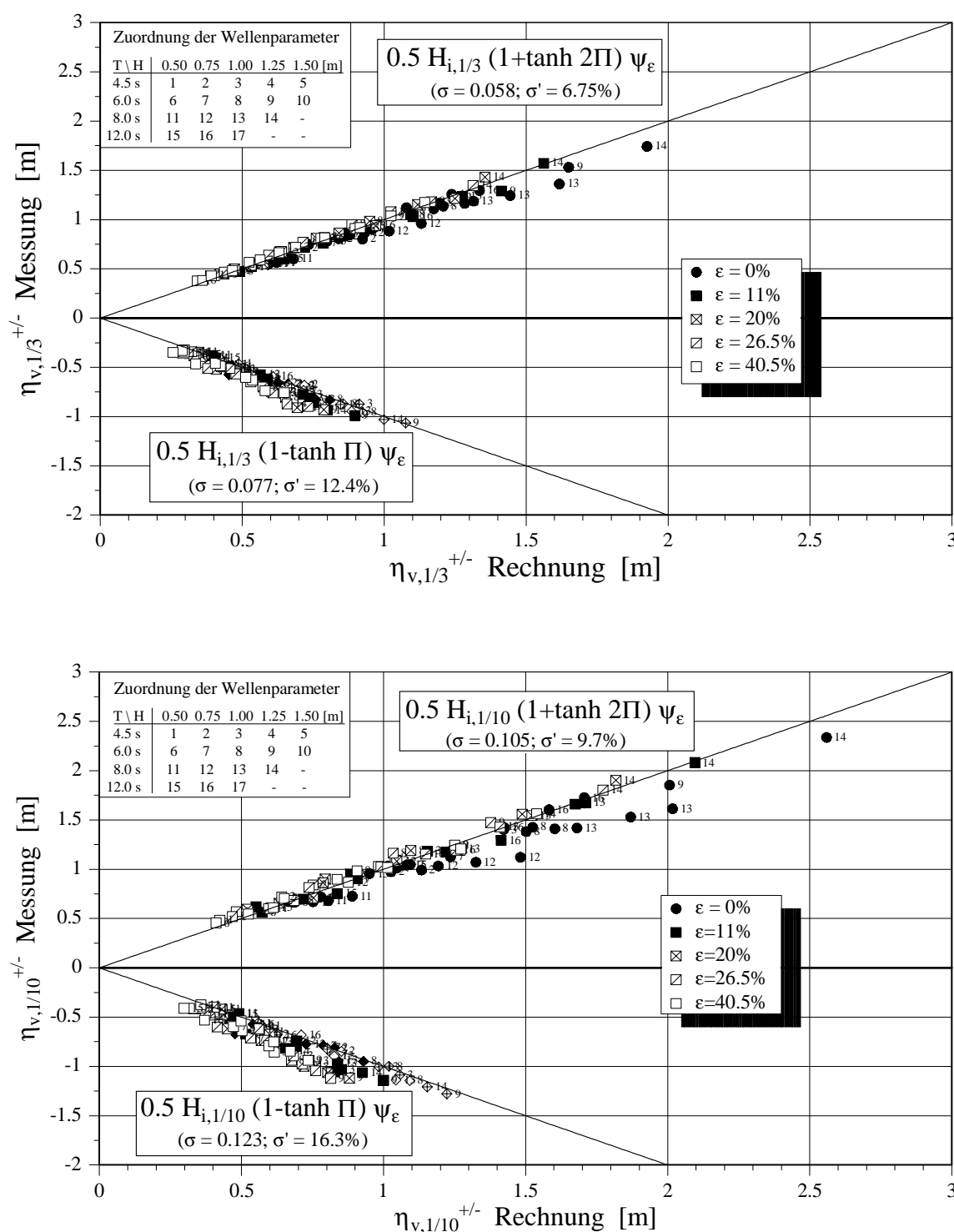


Abb. 33: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Werte der Wasserspiegelauslenkungen $\eta_{1/3}$ (oben) sowie $\eta_{1/10}$ (unten) vor der Struktur ($\epsilon = 0\% - 40.5\%$) unter Einfluß von Wellenspektren.

4.1.2 Wasserspiegelauslenkung auf der Bauwerksrückseite

Um die Belastung von durchlässigen vertikalen Wänden ermitteln zu können, müssen zusätzlich die Wasserspiegelauslenkungen auf der Bauwerksrückseite bekannt sein. Da hierzu bisher keine theoretischen Ansätze vorliegen, wurde zunächst eine multiple Regressionsanalyse durchgeführt. Das Verhältnis der Wasserspiegelauslenkungen vor η_v^+ und hinter η_h^+ der Struktur hängt im wesentlichen von der "dynamischen Durchlässigkeit", d.h. von der Porosität der Wand ϵ und der Höhe der einlaufenden Welle H_i ab (Abb. 34). Die Wellenlänge besitzt in der Bandbreite der untersuchten Seegangparameter und Bauwerksporositäten einen untergeordneten Einfluß (< 3%), wie bereits in Abschn. 2.2 festgestellt wurde. Die Regressionsanalyse ergibt folgende Beziehung:

$$\eta_h^+ / \eta_v^+ = 1.42 \epsilon^{0.42} (H_i/e)^{-0.31} \quad (9)$$

mit e: Abstand der Querelemente

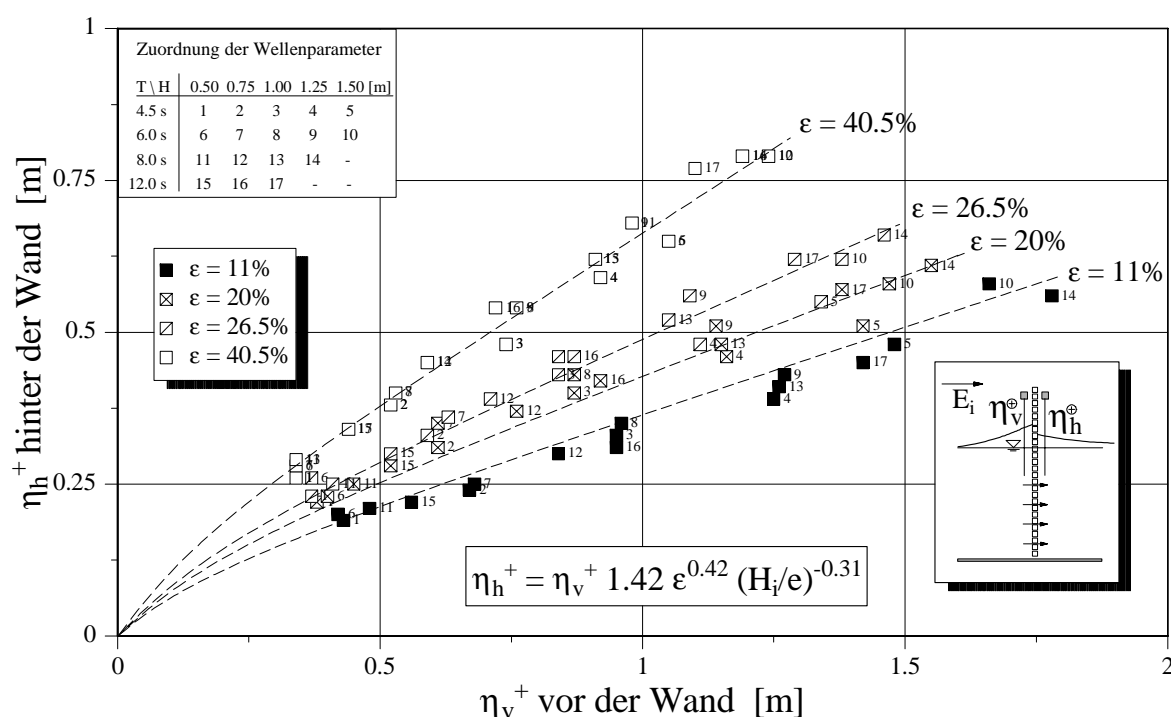


Abb. 34: Gemessene positive Wasserspiegelauslenkungen vor η_v^+ und hinter η_h^+ durchlässigen Einzelwänden unterschiedlicher Porosität ($\epsilon = 11 - 40.5\%$).

Da das Verhältnis η_h^+ / η_v^+ nach Gl. (9) für kleine Wellenhöhen ($H < 0.3\text{m}$ für $\epsilon = 40.5\%$) exponentiell auf Werte größer 1 ansteigt (Abb. 35), das tatsächliche Verhältnis η_h^+ / η_v^+ für eine einzelne Filterwand jedoch lediglich Werte zwischen 0 und 1 annehmen kann, wird der physikalische Zusammenhang anstelle nach Gl. (9) mit Gl. (10) in dimensions-

loser Form approximiert:

$$\eta_h^+ / \eta_v^+ = \tanh \left[0.75 \sqrt{\varepsilon} \sqrt[3]{\frac{15e}{H_i}} \right] \quad (10)$$

Mit Gl. (10) lassen sich ebenfalls die Verhältnisswerte η_h^+ / η_v^+ infolge niedriger Wellenhöhen $H_i < 0.50\text{m}$ recht gut anpassen, für größere Wellenhöhen ergeben sich lediglich geringe Abweichungen zu Gl. (9).

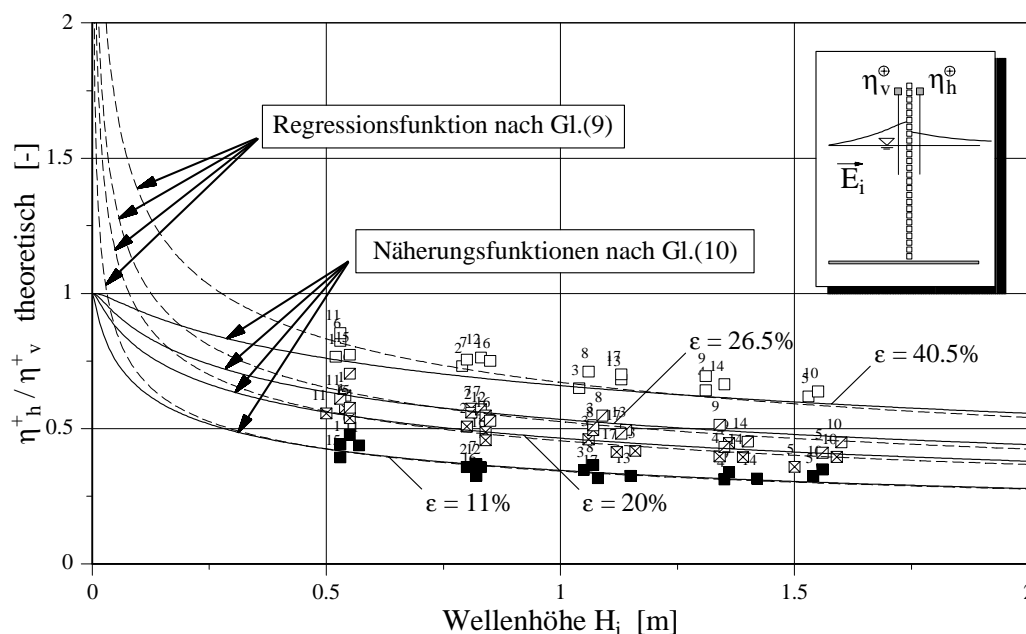


Abb. 35: Gegenüberstellung der Anpassungsfunktionen zur Bestimmung des Verhältnisses der Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter der Einzelwand.

Abb. 36 zeigt das Verhältnis der gerechneten zu den gemessenen Wasserspiegelauslenkungen hinter der Struktur. Die ermittelte Standardabweichung beträgt lediglich $\sigma = 0.027$, der Einfluß der Strukturporosität wird offenbar dennoch nicht vollständig reproduziert. Die hier nicht dargestellten Verhältnisswerte η_h^- / η_v^- (Lastfall "Wellental") weisen, wie zu erwarten, etwas schlechtere Ergebnisse auf ($\sigma = 0.047$, $\sigma' = 15.2\%$).

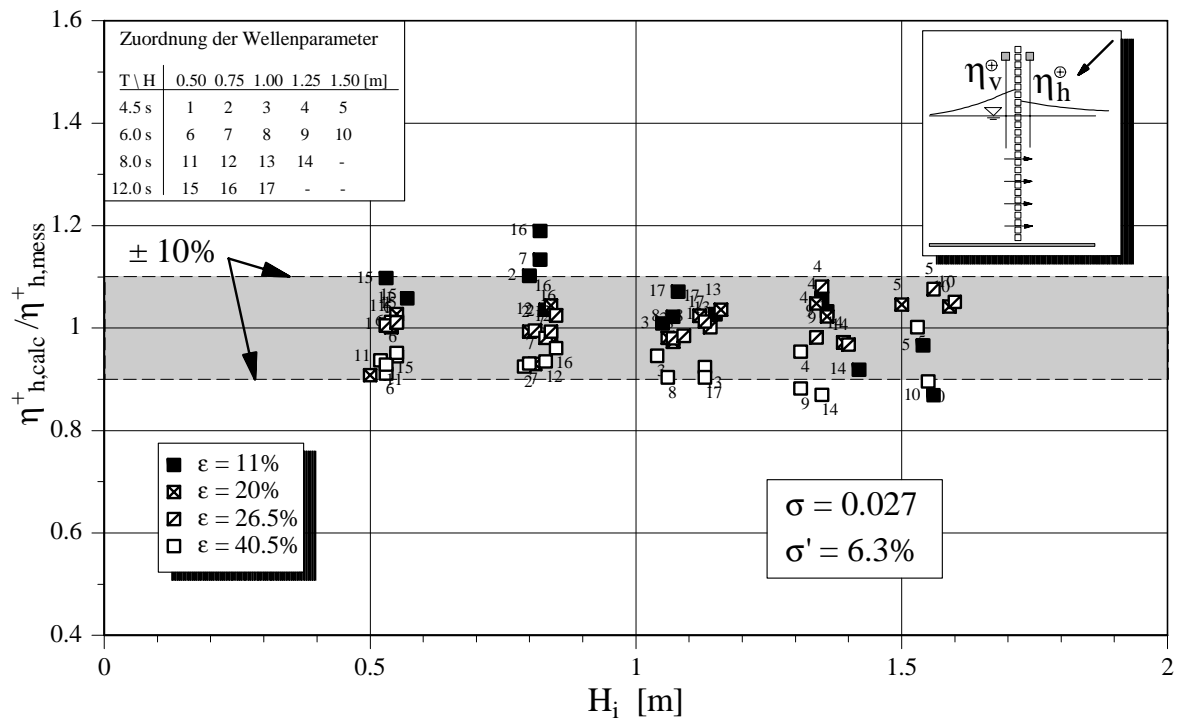


Abb. 36: Verhältnis der berechneten und gemessenen Wasserspiegelauslenkungen hinter dem Bauwerk in Abhängigkeit der Wellenhöhe ($\epsilon = 11\% - 40.5\%$)

4.1.3 Phasenbeziehung der Wasserspiegelauslenkungen

Neben den absoluten Größen der Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter einer durchlässigen Struktur, ist es ebenfalls von wesentlicher Bedeutung, in welcher zeitlicher Beziehung die ermittelten Extremwerte auftreten. Im Schrifttum wird häufig darauf verwiesen, das durch den Durchströmungsprozeß eine Phasenverzögerung zwischen dem Auftreten der maximalen Wasserspiegelauslenkung vor (Zeitpunkt t_1) und hinter (t_2) dem Bauwerk auftritt. Dies hätte zur Folge, daß die maximale Wasserspiegeldifferenz nicht allein aus Gl. (7) und (10) ermittelt werden kann. Daher soll untersucht werden, inwieweit ein solcher Phasenwinkel aus den Meßergebnissen abgeleitet werden kann. Der Phasenwinkel φ berechnet sich zu

$$\varphi = \omega(t_1 - t_2) + k \Delta s \quad (11)$$

mit Δs : Entfernung des leeseitigen Wellenpegels zur Bauwerksposition

k : Wellenzahl ($k=2\pi/L$)

ω : Kreisfrequenz ($\omega=2\pi/T$)

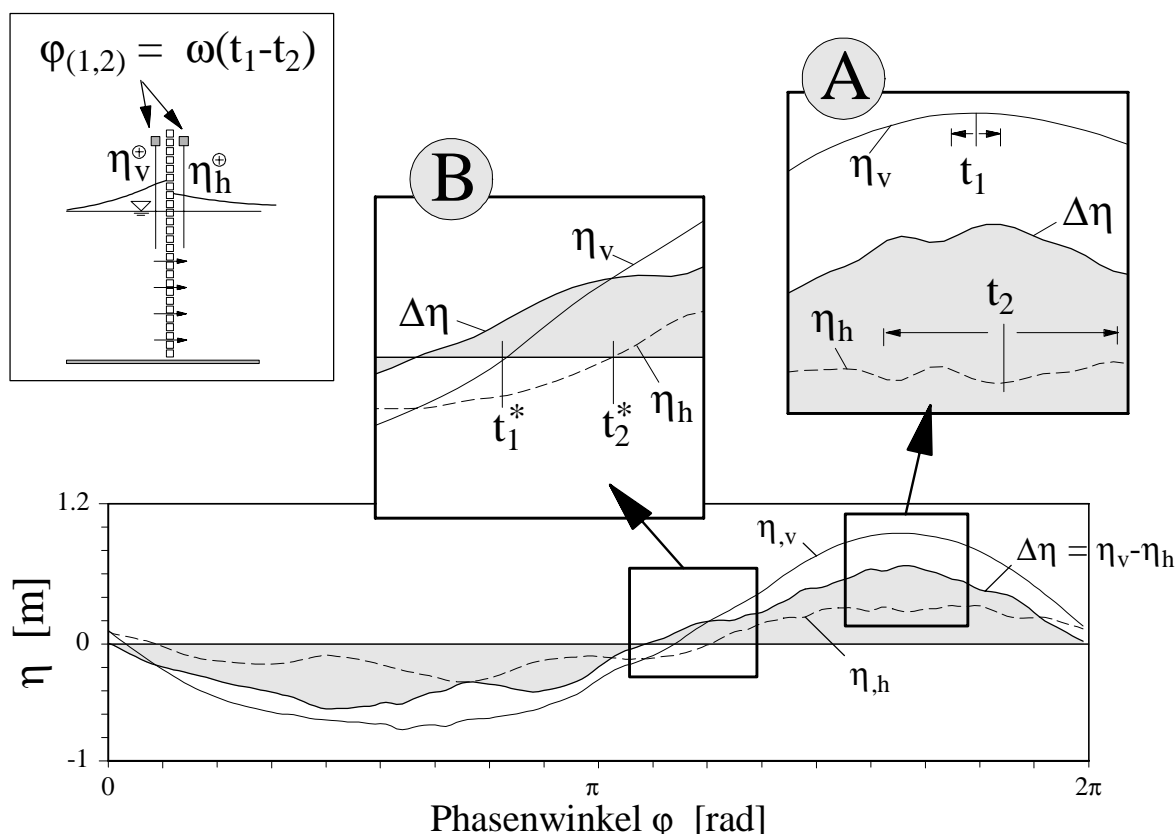


Abb. 37: Untersuchung der Phasenbeziehung zwischen η_v und η_h an einem Einzelfilter (reguläre Welle, A: Wasserspiegelmaxima; B: Nulldurchgänge, "zero-up-crossing").

Der Phasenwinkel am Einzelfilter wird ebenfalls anhand der Wellenpegel WP11 und WP13 vor und hinter dem Bauwerk analysiert (vgl. Abb. 25). Da sich vor der Struktur ein partiell stehendes Wellenfeld einstellt und der Pegel lediglich etwa 0.6m (entsprechend 1 - 2.5% der Wellenlänge) vor der Struktur installiert ist, wird die Pegelinformation als direkt am Bauwerk gemessen angenommen. Hinter der durchlässigen Wand (Pegelabstand rd. $\Delta s = 0.2 - 1.2\text{m}$) liegen näherungsweise fortschreitende Wellen vor, daher werden die Wellenzeitreihen nach linearer Theorie zeitlich auf die Bauwerksposition zurückgerechnet.

Wie beispielhaft in Abb. 37 ersichtlich, wird das Wellenprofil hinter dem Einzelfilter infolge des Durchströmungsprozesses verändert. Mit der Abminderung der Wellenhöhe verflacht sich das Wellenprofil, so daß der Zeitpunkt t_2 , an dem die maximale Wasserspiegelauslenkung hinter der Struktur auftritt, nicht exakt definiert werden kann (Abb. 37, A). Die aus t_1 und t_2 analysierten Phasenwinkel variieren etwa zwischen ± 0.4 rad ($\pm 6.5\%$ der Wellenperiode), d.h. der Zeitpunkt t_2 der maximalen Wasserspiegelauslenkung leeseitig der Struktur liegt sowohl hinter dem Zeitpunkt t_1 als auch davor. Positive Phasenwinkel entstehen dadurch, daß die Wasserspiegelauslenkung vor der

durchlässigen Struktur (die unter einem Wellenberg ständig höher ist als hinter dem Bauwerk) weiterhin ansteigt, während das Maximum hinter der Struktur zeitlich bereits überschritten wird.

Werden hingegen die Zeitpunkte des Nulldurchgangs ("zero-up crossing") der Wasserspiegelauslenkung vor einem Wellenberg analysiert (t_1^* , t_2^* , vgl. Abb. 37, B), ergeben sich ausschließlich negative Phasenwinkel φ (vgl. Abb. 38). Die gegenüber dem Nicht-linearitätsparameter Π aufgetragenen Phasenwinkel liegen bei kurzperiodischen Wellen mit $\varphi = -0.3$ rad höher als bei langperiodischen Wellen (rd. -0.1 rad), bei denen sich zudem der Einfluß der Wandporosität verringert (Abb. 38). Die Abhängigkeit zur Porosität ist nicht eindeutig, der Phasenwinkel scheint jedoch mit abnehmender Porosität leicht anzusteigen (Ausnahme 11% Wand).

Wie bereits erwähnt, ist für die gering durchlässige Wand ($\varepsilon = 11\%$) aufgrund der sehr nahen Meßposition des Wellenpegels auf der Bauwerksrückseite die Messung nicht zur Ermittlung des Phasenwinkels geeignet, da der Wellenpegel im Jetstrahl (Wellenberg) liegt, wodurch das Meßsignal vorzeitig ansteigt (die Symbole sind deshalb kleiner dargestellt, vgl. Abb. 38).

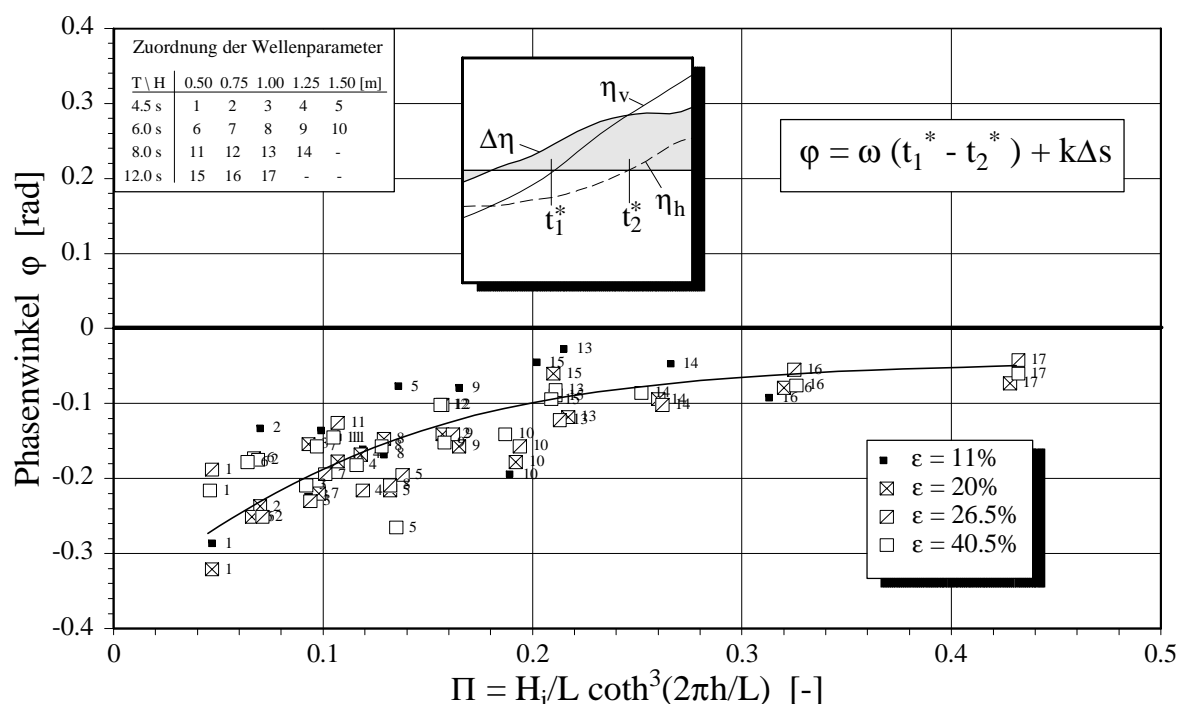


Abb. 38: Phasenbeziehung zwischen dem Anstieg des Wasserspiegels vor und hinter der Struktur (t_1^* , t_2^* : "zero-up-crossing").

4.1.4 Maximale Wasserspiegeldifferenzen an der Struktur

Um die Unsicherheiten der Bestimmung des Phasenwinkels bei der Wellentransmission zu umgehen, soll nachfolgend überprüft werden, ob die Wasserspiegeldifferenz vor und hinter der Struktur mit ausreichender Genauigkeit direkt aus den ermittelten Wasserspiegelauslenkungen unter Vernachlässigung der Phasenverzögerung aus Gl. (7) und (10) bestimmt werden kann (Gl. 12):

$$\eta_v^+ - \eta_h^+ = \eta_v^+ \left(1 - \tanh \left[0.75 \sqrt{\varepsilon} \sqrt[3]{\frac{15e}{H_i}} \right] \right) \quad (12)$$

In Abb. 39 sind die in den Versuchen ermittelten Maxima der Wasserspiegeldifferenzen den aus Gl. (12) bestimmten Werten gegenübergestellt und zeigen eine zufriedenstellende Übereinstimmung. Gl. (12) kann ebenfalls zur Bestimmung der maximalen Wasserspiegeldifferenz entgegen der Wellenanlaufichtung (Lastfall "Wellental") herangezogen werden. Zusätzlich sind in Abb. 39 die Werte der dichten Einzelwand dargestellt, die jedoch nicht zur Berechnung der Korrelationsparameter berücksichtigt wurden.

Bei Wellenspektren ist die Phasenbeziehung der Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter einer durchlässigen Einzelwand durch zufällige Überlagerungen von Wellenkom-

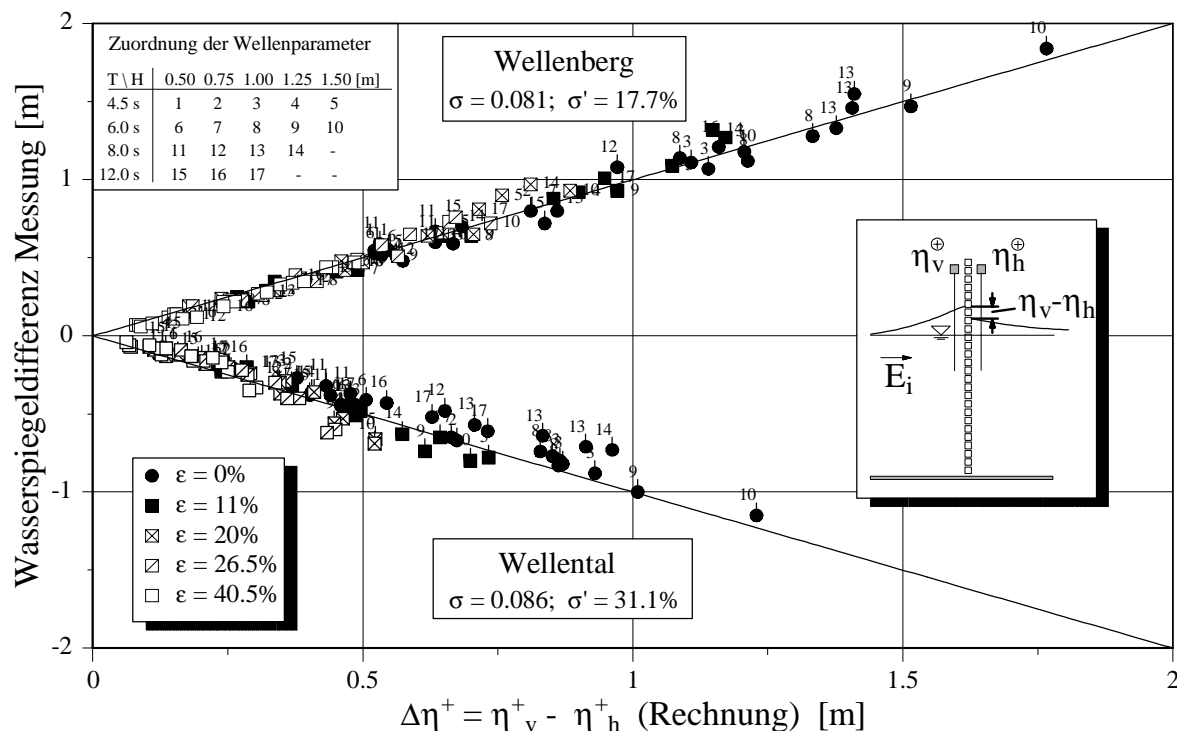


Abb. 39: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Wasserspiegeldifferenzen an einem Einzelfilter ($\varepsilon = 11\% - 40.5\%$) bei regelmäßigen Wellen.

ponenten und zusätzlich durch die rücklaufenden Wellen der hinter dem Bauwerk liegenden Sandböschung beeinflusst (vgl. Abschnitt 3.1). Die Berechnungsmethode nach Gl. (12) unterschätzt hier die tatsächlichen Wasserspiegeldifferenzen. Um die Anpassung zu verbessern und den veränderten Randbedingungen Rechnung zu tragen wird Gl. (12) zur Ermittlung der Wasserspiegeldifferenzen bei Wellenspektren folgendermaßen modifiziert:

$$(\eta_v - \eta_h)^\pm = \eta_v^\pm \left(1 - \tanh \left[a \sqrt{\varepsilon} \sqrt[3]{\frac{15e}{H_i}} \right] \right) \quad (13)$$

mit $a = 0.55$ (Lastfall "Wellenberg")

$a = 0.55/2$ (Lastfall "Wellental")

Mit der Modifikation nach Gl. (13) können die Wasserspiegeldifferenzen im Wellenberg und im Wellental ($\Delta\eta_{1/3}$, $\Delta\eta_{1/10}$, vgl. Abb. 40 bzw. 41) recht genau beschrieben werden.

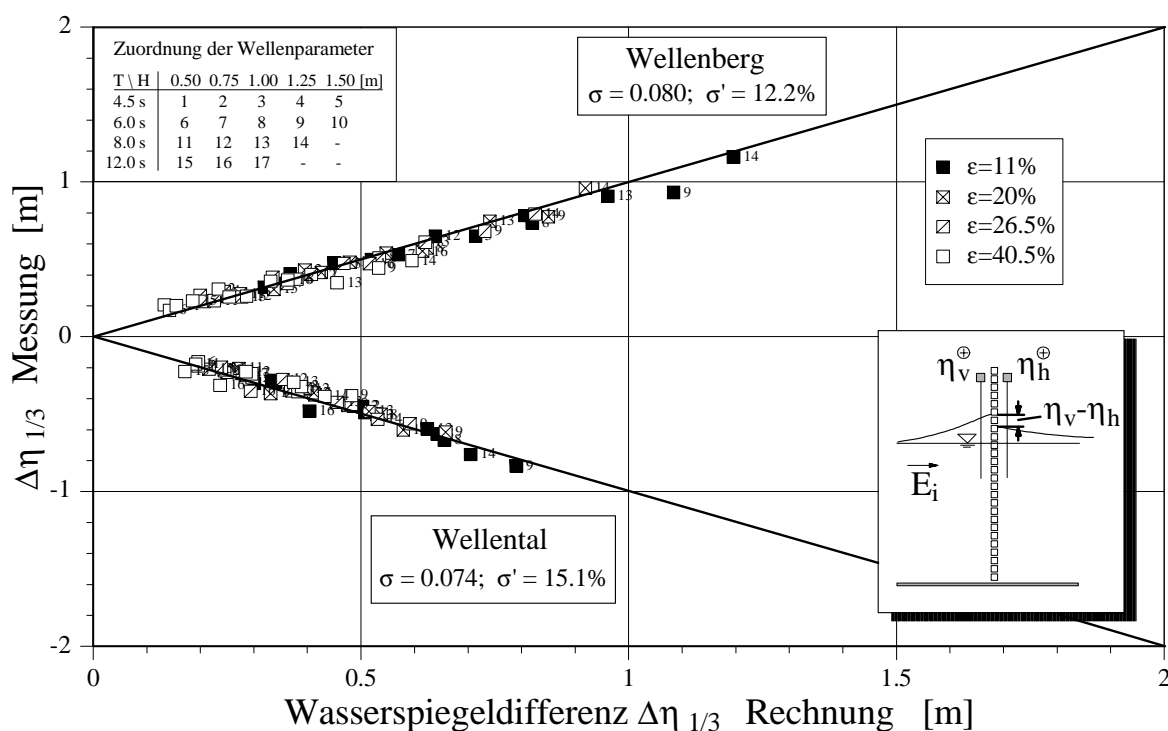


Abb. 40: Gegenüberstellung gemessener und nach Gl. (13) berechneter signifikanter Wasserspiegeldifferenzen $\Delta\eta_{1/3}$ an durchlässigen Einzelwänden (Wellenspektren).

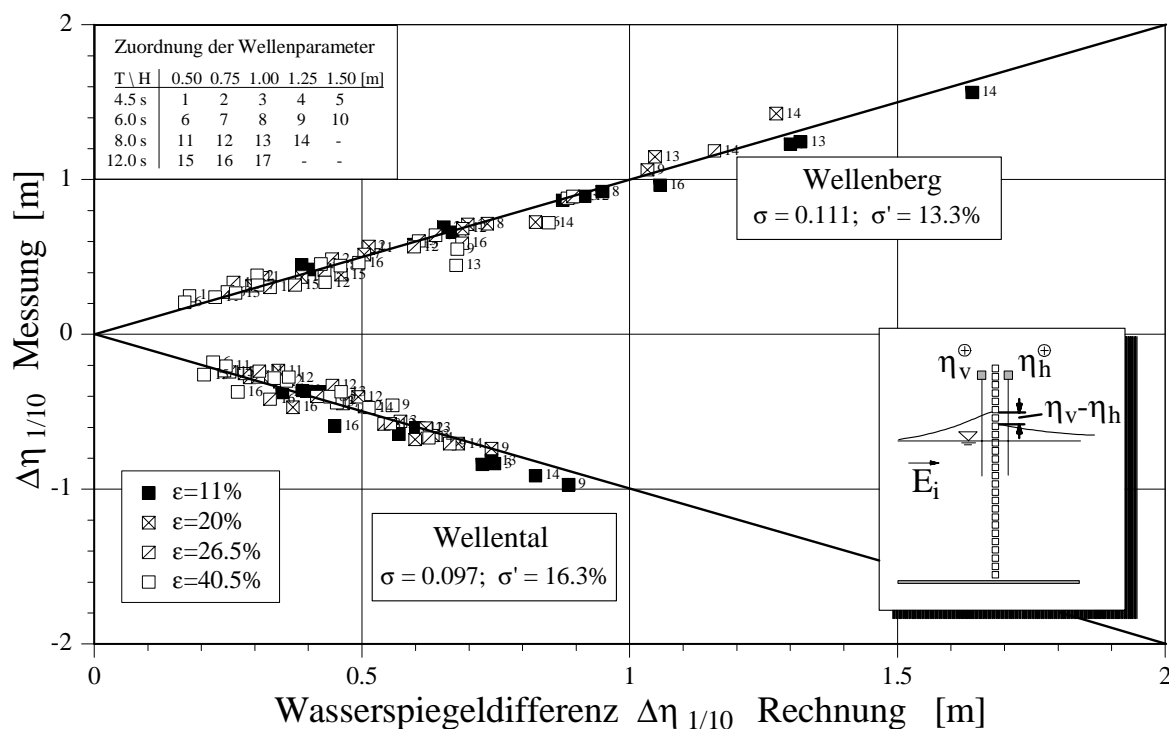


Abb. 41: Gegenüberstellung gemessener und nach Gl. (13) berechneter Wasserspiegeldifferenzen $\Delta\eta_{1/10}$ an durchlässigen Einzelwänden (Wellenspektren).

4.1.5 Zusammenfassung: Wasserspiegelauslenkungen am Einzelfilter

In diesem Abschnitt wird ein neuer Ansatz zu Ermittlung der Wasserspiegel-auslenkungen an durchlässigen Einzelwänden vorgestellt, der die Wellenasymmetrie und die Bauwerksporosität berücksichtigt. Die Wasserspiegelauslenkung vor durchlässigen Einzelwänden kann auf Basis des Nichtlinearitätsparameters nach *Goda* (1983) zuverlässig mit Gl. (7) u. (8) ermittelt werden. Die Ergebnisse sind auf Wellenspektren übertragbar, wobei eine leichte Überschätzung der maximalen bzw. eine leichte Unterschätzung der minimalen Wasserspiegelauslenkungen auftritt, die zum Teil aus den veränderten Randbedingungen (Reflexion der Sandböschung) resultiert.

Die Ergebnisse der nach Gl. (10) berechneten Wasserspiegelauslenkungen leeseitig der Struktur weisen maximale Abweichungen von rd. 10% gegenüber den Meßwerten auf, welches i. A. aufgrund der Ungenauigkeiten bei der Ermittlung der Bemessungsparameter in der Natur ausreichend genau ist.

Die Phasenverzögerung beim Durchströmen der Filterwand, die mit einem Nulldurchgangs-Verfahren bestimmt wurde, steigt mit Abnahme der Porosität und der Nichtlinearität Π an. Der Phasenwinkel liegt zwischen $-0.1 > \varphi > -0.3$ rad (entsprechend 1.5% bis 5% der Wellenperiode).

Durch die Verflachung des Wellenprofils hinter der Struktur kann die maximale Wasserspiegeldifferenz jedoch direkt mit Gl. (7) u. (10) unter Vernachlässigung der Phasenverzögerung ermittelt werden. Auch hier können die Ergebnisse weitgehend auf Wellenspektren übertragen werden, wobei eine geringfügige Modifikation von Gl. (12) für reguläre Wellen, eine erheblich verbesserte Anpassung an die Meßergebnisse von Wellenspektren bietet Gl. (13). Dies liegt u.a. auch in den veränderten Randbedingungen begründet, da die Wellenreflexion an der Sandböschung hinter dem Bauwerk die hydraulischen Verhältnisse an der Struktur zusätzlich beeinflußt.

4.2 Wasserspiegelauslenkungen an und in Kammersystemen

4.2.1 Wasserspiegelauslenkungen an Einkammersystemen

Die Analyse der Wasserspiegelauslenkungen ergibt wesentliche Informationen hinsichtlich der hydraulischen Prozesse in Kammersystemen. Die Wasserspiegelauslenkungen besitzen zudem einen signifikanten Einfluß auf die Bauwerksbelastungen. Bei Kammersystemen wird die Wasserspiegelsituation maßgeblich von der Wellenreflexion an der undurchlässigen Rückwand (insbesondere bei EKS) beeinflusst. Eine Untersuchung der Wasserspiegelauslenkungen kann daher nur in Beziehung zu den Reflexionseigenschaften der Systeme erfolgen.

4.2.1.1 Randbedingungen zur Untersuchung der Wasserspiegelauslenkungen

Treffen fortschreitende Wellen auf ein Bauwerk, so entsteht durch die Überlagerung von einlaufenden und reflektierten Wellen ein partiell stehendes Wellenfeld vor der Struktur. Zur Verdeutlichung ist in Abb.42 das mit einem fahrbaren Wellenpegel vor der undurchlässigen Wand aufgezeichnete Wellenfeld eines regulären Seegangs ($H = 0.50\text{m}$, $T = 6\text{s}$) dargestellt, wobei die Schwingungsknoten und -bäuche der Wasserspiegeleinhüllenden gekennzeichnet sind. Die am Bauwerk nahezu totalreflektierte Wellenenergie ($C_r = 0.96$) führt zu einer starken Oszillation der Wasserspiegelauslenkungen vor dem Bauwerk. Wird im stehenden Wellenfeld vor der dichten Wand eine zusätzliche durchlässige Wand im Abstand B installiert, sind die hydraulischen Prozesse an der Filterwand stark vom relativen Abstand B/L des Filters zur Rückwand abhängig, welches zuerst von *Jarlan* (1961) aus den Kenntnissen der Akustik abgeleitet und auf Schwerewellen übertragen wurde (vgl. Abschn. 2.2.3). Die Gesamtreflexion nimmt infolge der zusätzlichen Filterwand ab, daher kommt es weder zu einer totalen Auslöschung der Amplituden, noch der Horizontal- und Vertikalgeschwindigkeiten des halbstehenden Wellenfeldes (Abb. 43, EKS1, Seegangparameter analog Abb. 42). Die ermittelte Position der Schwingungsbäuche vor der Struktur zeigt, daß bei der hier vorliegenden geringen Wellenhöhe der überwiegende Teil der Wellenreflexion ebenfalls an der undurchlässigen Wand stattfindet. Wellenspektren, bei denen die Phasenbeziehungen nachfolgender Wellen variieren, aber auch Flachwasserwellen (trochoidales Wellenprofil) ergeben eine geringere Ausprägung des stehenden Wellenfeldes und führen darüber hinaus dazu, daß der Schwingungsknoten mit der Wellenphase oszilliert.

In Abb. 43 (eingefügte Skizze) ist zusätzlich die aus der Rückwandreflexion resultierende theoretische Wasserspiegelauslenkung vor der Wellenkammer angegeben. Tatsächlich ergibt sich die Wasserspiegelauslenkung vor der Frontwand jedoch aus der Überlagerung der Reflexionsanteile von Rückwand und seewärtiger Wand, deren Größe in Abhängigkeit der Seegangsbedingungen variieren, so daß eine genaue Prognostizierung der Wasserspiegellagen in Kammersystemen sehr kompliziert ist.

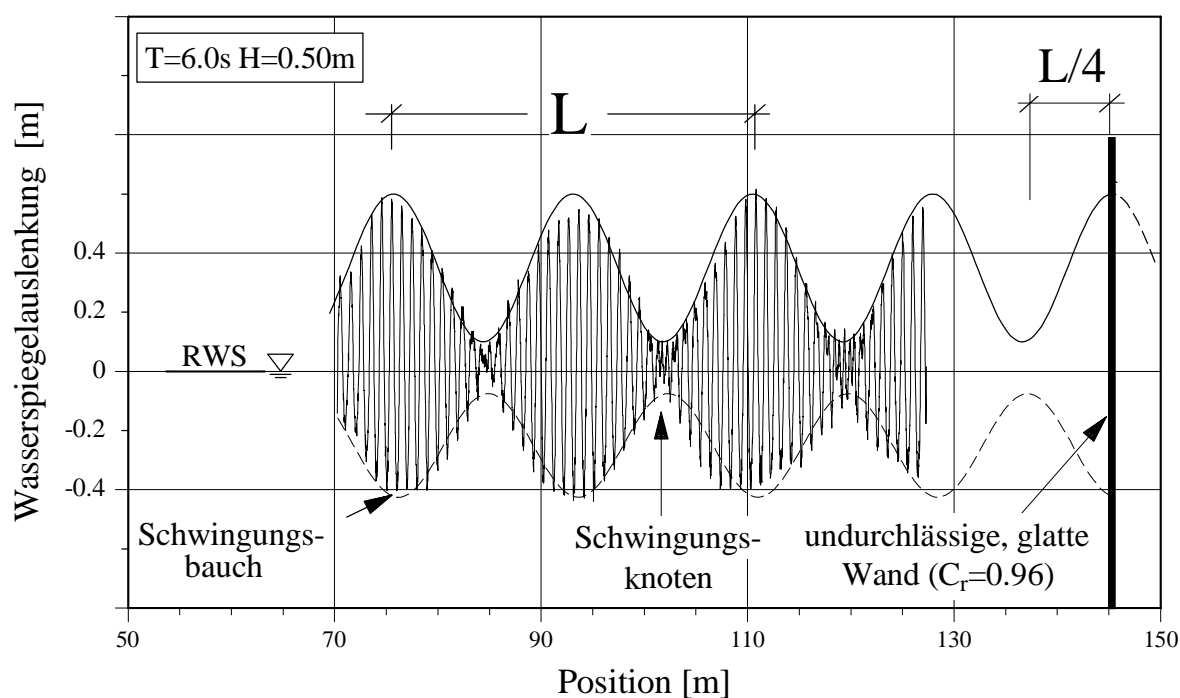


Abb. 42: Partiell stehendes Wellenfeld vor einer undurchlässigen Wand (regulärer Seegang, $H = 0.50m$, $T = 6s$).

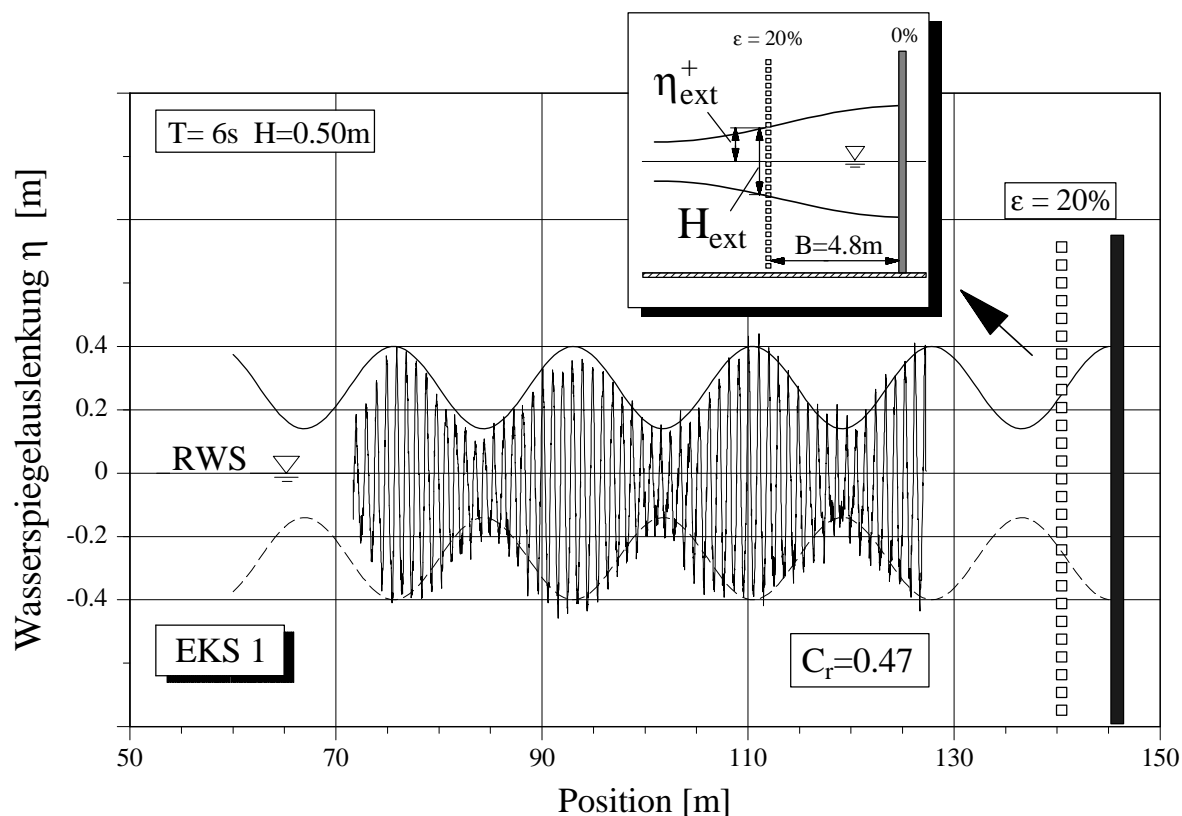
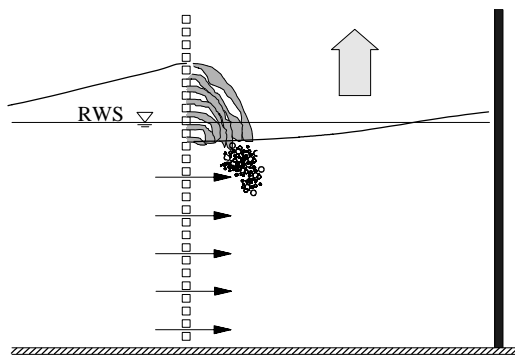


Abb. 43: Partiell stehendes Wellenfeld vor EKS 1 ($H = 0.50m$, $T = 6s$).

Prozesse beim Füllen und Leeren der Wellenkammer

An Bauwerken mit Wellenkammer wird ein Teil der einlaufenden Seegangsenergie an der durchlässigen Frontwand reflektiert, der verbleibende Anteil strömt in die Wellenkammer ein (Wellenberg vor der durchlässigen Frontwand, Füllvorgang, Abb. 44a), welches analog zur Betrachtung am Einzelfilter auch als Transmission bezeichnet werden kann. An der undurchlässigen Rückwand wird die transmittierte Energie in potentieller Energie momentan gespeichert, wodurch entsprechend hohe Wasserspiegelauslenkungen an der Rückwand der Wellenkammer hervorgerufen werden können.

a) Füllen



b) Leeren

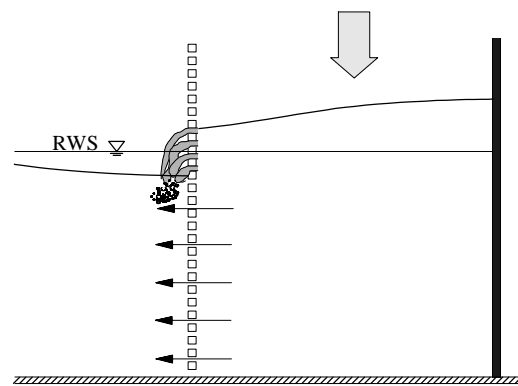


Abb. 44: Durchströmung der Frontwand bei einem Wellenberg (a) bzw. Wellental (b) vor der Wellenkammer eines EKS.

Bedingt durch den Reflexionseinfluß der Rückwand verlaufen die Wasserspiegelauslenkungen beidseitig der durchlässigen Frontwand i.A. nicht synchron (wie beim Einzelfilter), sondern es tritt eine Phasenverzögerung auf, wodurch die Transmission durch die Frontwand entsprechend der vorhandenen Wasserspiegelsituation in der Wellenkammer verstärkt bzw. reduziert wird.

Beim Entleeren der Kammer (Wellental vor der durchlässigen Frontwand, Abb. 44b), kommt es zur Teilreflexion der von der undurchlässigen Wand zurücklaufenden Welle an der Innenseite der Frontwand, der verbleibende Teil durchströmt erneut die Frontwand und überlagert sich mit dem vor der Wellenkammer befindlichen Wellenfeld. In der Kammer entsteht somit eine Überlagerung verschiedener Wellenanteile, die aus den Mehrfachreflexionen resultieren. Unter bestimmten Voraussetzungen kann deshalb ein pulsierender Ausstrom aus der Kammer beobachtet werden.

Bei relativ langen Wellenkammern ($B/L > 0.25$) können zudem Eigenschwingungen in der Wellenkammer angeregt werden, die dazu führen, daß (i) sich die Phasenbeziehungen der WS-Auslenkungen vor der durchlässigen Frontwand und in der Wellenkammer

über mehrere Wellenperioden ständig verschieben und (ii), daß die WS-Auslenkungen in der Wellenkammer durch stärkere Zerlegung und Überlagerung phasenverschobener Wellenkomponenten abnehmen. Die Frequenz der Kammerschwingungen ist eng mit der Breite der Wellenkammer sowie der Wassertiefe verbunden.

Ermittlung der Wasserspiegelauslenkungen aus Wellenpegel - Aufzeichnungen

Die Wasserspiegelauslenkungen an den einzelnen Wänden der Kammersysteme wurden aus den Wellenpegel-Messungen ermittelt. Um die Messungen von den Turbulenzen und Jet-Strömungen weitgehend unbeeinflußt zu gestalten (Abb. 44), wurden die Pegel in einem festgelegten Abstand vor bzw. hinter der Wand installiert. Da sich durch den Kammereinfluß eine Phasenverschiebung der Auslenkungen vor und hinter der Wand ergibt und sich zwei stehende Wellenfelder überlagern, variiert der Wasserspiegel wesentlich stärker (und impulsiver) als bei einem einzeln stehenden Wellenfilter. Zur Ermittlung des Druckgradienten an der Frontwand und zur Beschreibung des B/L Einflusses ist es daher besonders wichtig die Wasserspiegellage direkt an den Wandpositionen zu berücksichtigen.

Aus diesem Grund wurde zur Analyse der Wasserspiegelauslenkungen eine Extrapolation aus zwei vor bzw. hinter der Wand befindlichen Pegeln durchgeführt, wobei die Neigung des Wasserspiegels linear angenähert wird. Die Vorgehensweise ist anhand der Wasserspiegelauslenkung in der Wellenkammer eines EKS wiedergegeben (Abb. 45).

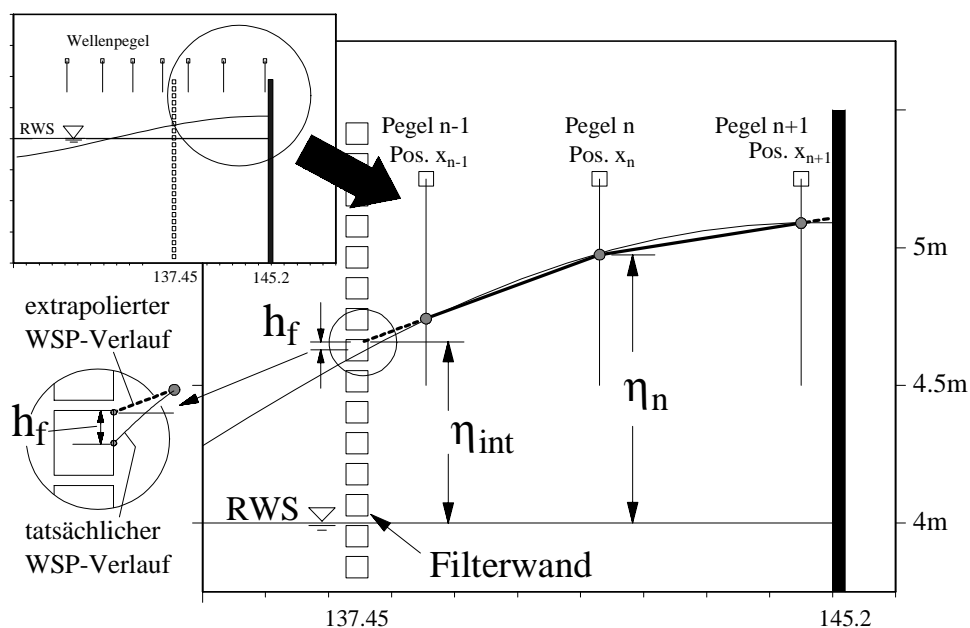


Abb. 45: Extrapolation der Wellenpegelmessungen auf die Wandpositionen (schematisch)

Die Ermittlung z.B. der Wasserspiegelauslenkung η_{int} an der Rückseite der Filterwand erfolgt (vgl. Abb. 45) mit:

$$\eta_{\text{int}} = \eta_n - \left[(\eta_n - \eta_{n-1}) \frac{x_n - x_{\text{Filterw.}}}{x_n - x_{n-1}} \right] \quad (14)$$

Die Extrapolation der Wasserspiegelauslenkungen vor der Front- bzw. Rückwand wird analog für jeden Zeittakt der Messung durchgeführt, so daß sowohl Extremwerte als auch Wasserspiegeldifferenzen bestimmt werden können. Eine visuelle Überprüfung der Ergebnisse, durchgeführt mit einem Rechnerprogramm, welches die zeitliche und räumliche Entwicklung der gemessenen Wasserspiegelfluktuationen vor dem Bauwerk und in der Wellenkammer sowie die extrapolierten Werte direkt an den Wänden simuliert, zeigt, daß die tatsächlichen Wasserspiegelverhältnisse durch diese Methode wesentlich besser erfaßt werden und der relative Höhenfehler h_f (siehe Abb. 45) als vernachlässigbar einzuschätzen ist.

In Abb. 46 ist die Wasserspiegel-Entwicklung über eine Wellenperiode unter Berücksichtigung der extrapolierten Werte an den Wandpositionen beispielhaft für EKS 2 dargestellt ($H = 1.0\text{m}$, $T = 8\text{s}$). Dabei werden teilweise die ausgeprägten maximalen Auslenkungen vor den Einzelwänden des Systems als auch die Wasserspiegeldifferenz zu bestimmtem Phasen der Welle ersichtlich, die nachfolgend in Abhängigkeit der Randbedingungen untersucht werden.

4.2.1.2 Maximale Wasserspiegelauslenkungen an den Wänden der EKS

Maximalwerte der Wasserspiegelauslenkungen an der Frontwand

Die bezogenen Wasserspiegelauslenkungen η_{ext}^+/H_i weisen eine starke Abhängigkeit von der relativen Kammerlänge B/L auf, welches auf die Rückwandreflexion (vgl. Abschn. 4.2.1.1) zurückzuführen ist (Abb. 47, oben). Hohe Wellen bewirken durch die ausgeprägte Reflexion an der Frontwand einen höheren Wellenaufbau, nehmen jedoch stärker als niedrige Wellen von kleinen relativen Kammerlängen ($B/L < 0.1$) bis zum Bereich $B/L = 0.2$ ab.

Im Verlauf über B/L scheinen im EKS1 niedrigere Werte η_{ext}^+/H_i aufzutreten als im größeren Kammersystem EKS2. Im Zusammenhang mit den Untersuchungen an Einzelfiltern wurde gezeigt (Abschn. 4.1), daß die Wasserspiegelauslenkung an der Struktur eine Funktion der Wellenasymmetrie ist. Die Wellenlänge L besitzt somit einen über B/L hinausgehenden Einfluß, der in Abb. 47 (oben) näherungsweise für Flachwasserwellen (Grenzwert bei undurchlässiger Wand: $\eta_{\text{ext}}^+/H_i \rightarrow 2$) und für Tiefwasserwellen kleiner Amplitude (Grenzwert: $\eta_{\text{ext}}^+/H_i \rightarrow 1$) angedeutet ist. Da in der Gegenüberstellung mit B/L sowohl der Flachwassereinfluß (bei nahezu konstanter Kammerlänge) als auch

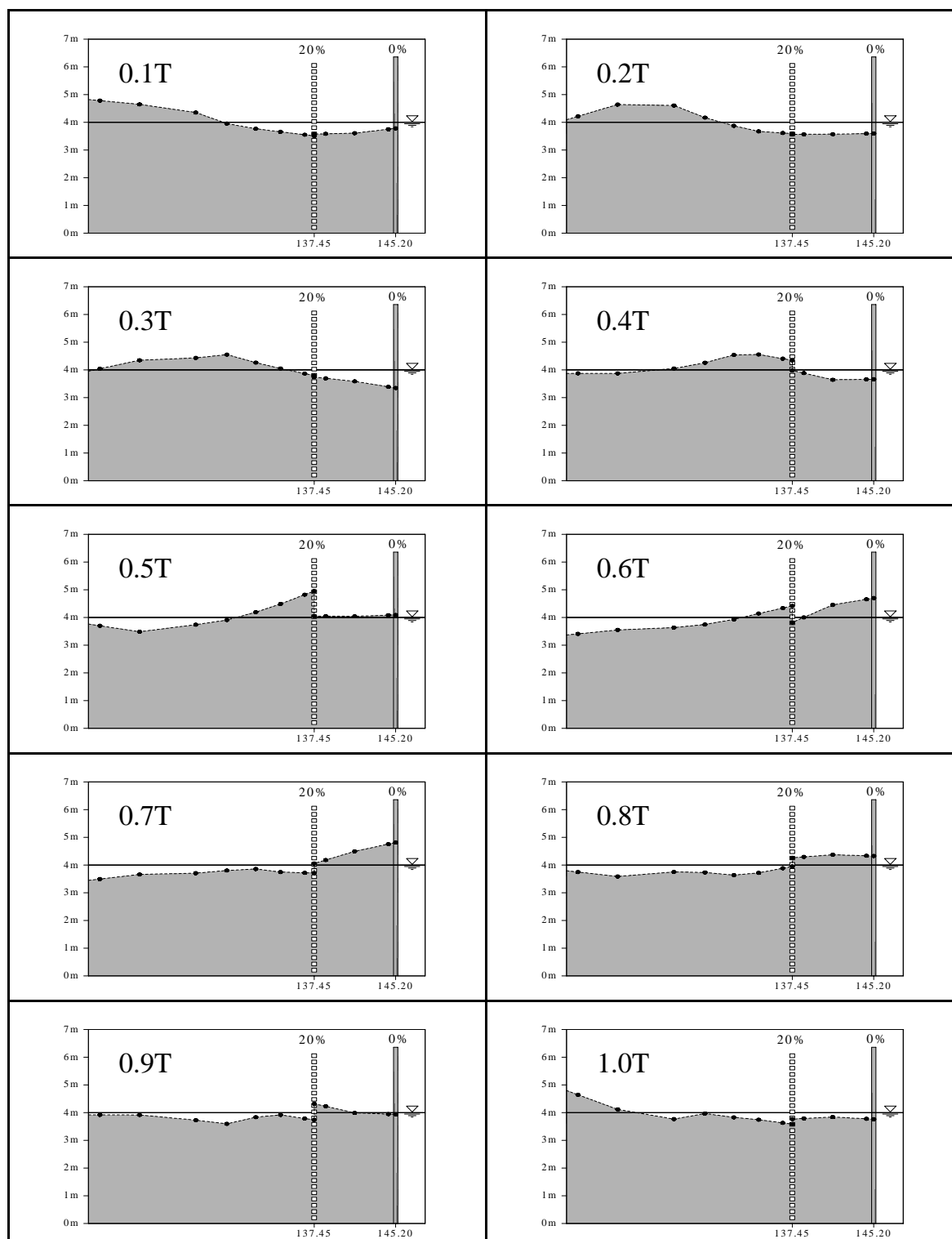


Abb. 46: Entwicklung der Wasserspiegelauslenkungen über eine Wellenperiode am Beispiel des Einkammersystems 2 (reguläre Welle: $T = 8\text{s}$, $H = 1.0\text{m}$).

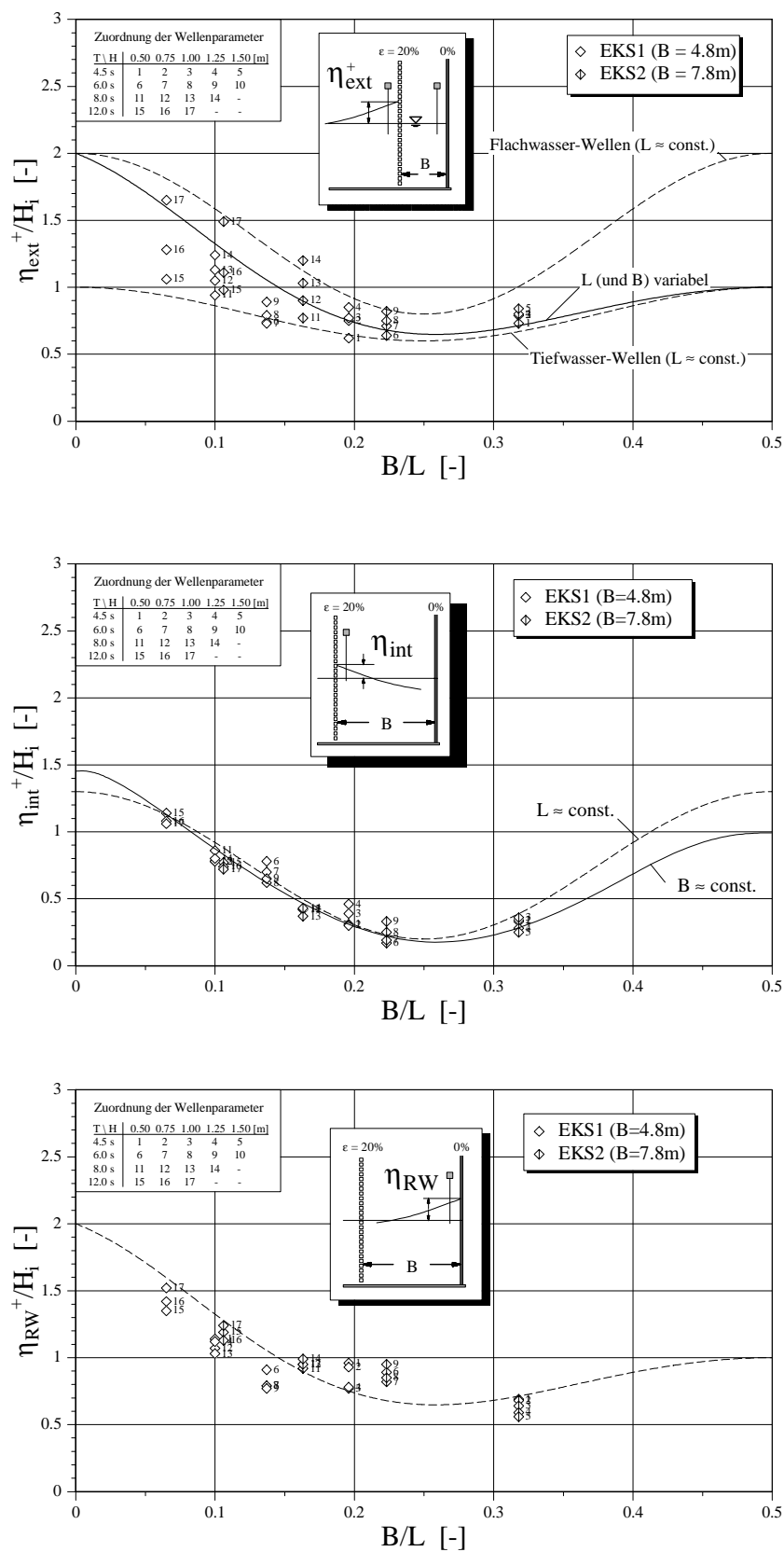


Abb. 47: Relative maximale Wasserspiegelauslenkungen im Verhältnis zur relativen Kammerlänge B/L für EKS1 und EKS2 (oben: $\eta_{\text{ext}}^+ / H_i$, mitte: $\eta_{\text{int}}^+ / H_i$, unten: η_{RW}^+ / H_i).

die Position der Frontwand im stehenden Wellenfeld charakterisiert wird, überlagern sich beide Einflußfaktoren, so daß sich näherungsweise der in Abb. 47 qualitativ dargestellte Verlauf ergibt (durchgezogene Linie). Die festgestellten Unterschiede der beiden Kammersysteme resultieren infolgedessen vermutlich daraus, daß bei gleichem B/L unterschiedliche Wellenprofile und eine unterschiedliche Geschwindigkeitsverteilung über die Wassertiefe vorliegen.

Die enge Beziehung zur relativen Kammerlänge zeigt sich ebenfalls bei den bezogenen Wasserspiegelauslenkungen η_{int}/H_i an der Rückseite der durchlässigen Frontwand (Abb. 47, mitte). Der Einfluß der Wellenhöhe ist hier vergleichsweise gering. Auch wenn sich die durchlässige Frontwand im Bereich des Schwingungsknotens befindet ($B/L \approx 0.25$), kommt es durch Mehrfachreflexionen (u.a.) nicht zu einer totalen Auslöschung der Amplituden. Der Anstieg von η_{int}/H_i bei größeren B/L Werten (Schwingungsknoten in der Kammer) scheint weniger stark ausgeprägt als der von η_{ext}/H_i seewärtig der Frontwand zu sein. In Abb. 47 (mitte) sind die mittleren Beziehungen zu B/L hinsichtlich (i), einer konstanten Nichtlinearität (nur B variiert) und (ii) einer konstanten Kammerlänge (die Wellenlänge, d.h. die Nichtlinearität variiert) dargestellt.

Maximalwerte der Wasserspiegelauslenkungen an der dichten Rückwand

Die Wasserspiegelauslenkungen an der Rückwand spielen insbesondere in Bezug auf den Wellenüberlauf und die Wellenbelastung eine entscheidende Rolle. Auch hier ist eine Abnahme der relativen Wasserspiegelauslenkungen mit Zunahme von B/L feststellbar (Abb. 47, unten). Beachtenswert ist, daß die relativen Wasserspiegelauslenkungen an der Kammerrückwand, nachdem der Schwingungsknoten in die Wellenkammer gewandert ist ($B/L > 0.25$), nur geringfügig ansteigen. Dies ist durch die Entstehung von Eigenschwingungen in der Wellenkammer bedingt, die durch destruktive Überlagerung mit der einlaufenden Welle zu einer Abnahme der Amplituden führt. Dieser Aspekt wird im Zusammenhang mit den auftretenden Phasenbeziehungen an Kammersystemen (in Abschn. 4.2.1.5) näher erläutert.

4.2.1.3 Amplituden der Wasserspiegelauslenkungen im EKS

Bei der Betrachtung der Wasserspiegelamplituden geht der unmittelbare Einfluß der Wellenasymmetrie nicht ein und erlaubt damit eine direktere Ermittlung der Kammerwirkung. Der indirekte Einfluß des Wellenprofils hinsichtlich der Überlagerung der einlaufenden und reflektierten Komponenten bleibt jedoch auch hier erhalten.

Die auf die Wellenhöhe des einlaufenden Seegangs bezogene Amplitude der Wasserspiegelauslenkung vor der Frontwand H_{ext}/H_i (mit $H_{\text{ext}} = \eta_{\text{ext}}^+ - \eta_{\text{ext}}^-$) als auch die Werte auf der Innenseite der Frontwand (H_{int}/H_i) sowie vor der Rückwand (H_{rw}/H_i) verhalten sich dennoch ähnlich der maximalen Auslenkungen η^+ .

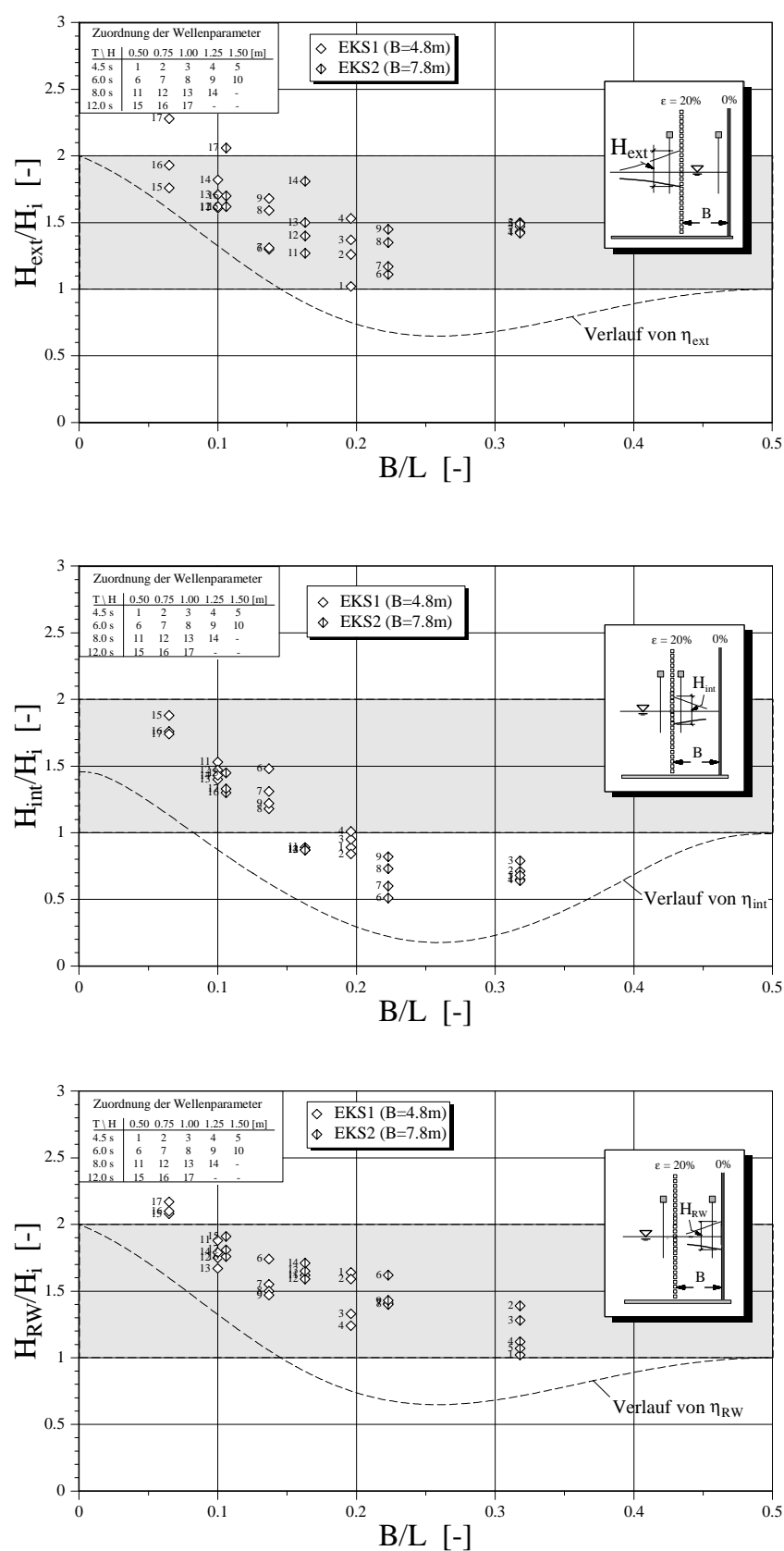


Abb. 48: Relative Wellenhöhen im Verhältnis zur relativen Kammerlänge B/L für EKS1 und EKS2 (oben: H_{ext}/H_i , mitte: H_{int}/H_i , unten: H_{RW}/H_i).

Die geringsten H_{ext}/H_i -Werte vor der Struktur treten bei niedrigen Wellen im Bereich von etwa $B/L = 0.2$ auf (Abb. 48, oben). Die Oszillation des Wasserspiegels entspricht im Minimum etwa dem einer fortschreitenden Welle. Für größere Wellenhöhen ist der Einfluß der Kammerrückwand durch die verminderte Transmission in die Wellenkammer weniger stark ausgeprägt. Dies wird durch die Untersuchungen von *Sawaragi et al.* (1976, 1978, etc.) bestätigt. Die Amplituden des Wasserspiegels vor der Frontwand werden am stärksten von der einlaufenden Wellenhöhe beeinflusst, da diese die Seegangsreflexion an der Frontwand maßgeblich steuert.

Bei sehr kleinen B/L -Werten werden relative Amplituden der WS-Auslenkungen H_{ext}/H_i und H_{rw}/H_i ermittelt, die zum Teil über dem doppelten Wert der einlaufenden Wellenhöhe liegen (Abb. 48, oben bzw. unten), welches theoretisch ausgeschlossen ist. Wellen großer Steilheit können die Entstehung einer Clapotis ($H/H_i > 2$) vor der Struktur bewirken. Dies erscheint für den Fall der Wasserspiegel-Auslenkungen vor der durchlässigen Frontwand jedoch unwahrscheinlich. Vielmehr ist zu vermuten, daß (i) Mehrfachreflexionen in der Kammer zu einer ungünstigen Überlagerung mit dem einlaufenden Seegang führen, (ii) die Analyse der einlaufenden Wellenhöhe bei stark nichtlinearen Seegang mit Ungenauigkeiten behaftet ist.

Die Gegenüberstellung der relativen Wasserspiegelauslenkungen zeigt, daß relative Kammerlängen $B/L > 0.25$ lediglich vor der durchlässigen Frontwand einen ausgeprägten Wiederanstieg der Amplituden bewirken, die Werte in der Wellenkammer (H_{int}/H_i und H_{rw}/H_i) wachsen nur unmerklich an. Dieser Umstand kann möglicherweise als Folge einer verminderten Wellentransmission in die Wellenkammer (etwa im Bereich von $B/L = 0.25 - 0.4$) gedeutet werden, wodurch Auswirkungen auf die hydraulische Wirksamkeit und die Belastungen zu schließen wären. Zusätzlich bewirken günstige Überlagerungen der Teilreflexionen in der Wellenkammer eine Abnahme der maximalen Amplituden.

Vergleich der Amplituden vor der Frontwand mit denen eines Einzelfilters

Der Einfluß der Wellenasymmetrie wurde in den Gleichungen zur Ermittlung der Wasserspiegelauslenkungen an Einzelfiltern berücksichtigt. Zwischen den nach Gl. (7) u. (8) für Einzelfilter berechneten Wasserspiegelauslenkungen und den gemessenen Werten an der Frontwand der EKS (Abb. 49) sind jedoch Abweichungen von +50% bis -25% festzustellen. Das hydraulische Verhalten der Frontwand ist durch den Einfluß der Wellenkammer stark verändert, d.h. der für Einzelfilter ermittelte Ansatz kann nicht für Einkammersysteme verwendet werden.

Bei kurzen relativen Kammerlängen (B/L um 0.1) kommt es im Vergleich zum Einzelfilter gleicher Porosität zu größeren Amplituden vor der durchlässigen Wand. Der zusätzliche Anstieg vor der Wand wird jedoch nicht durch eine verminderte hydraulische

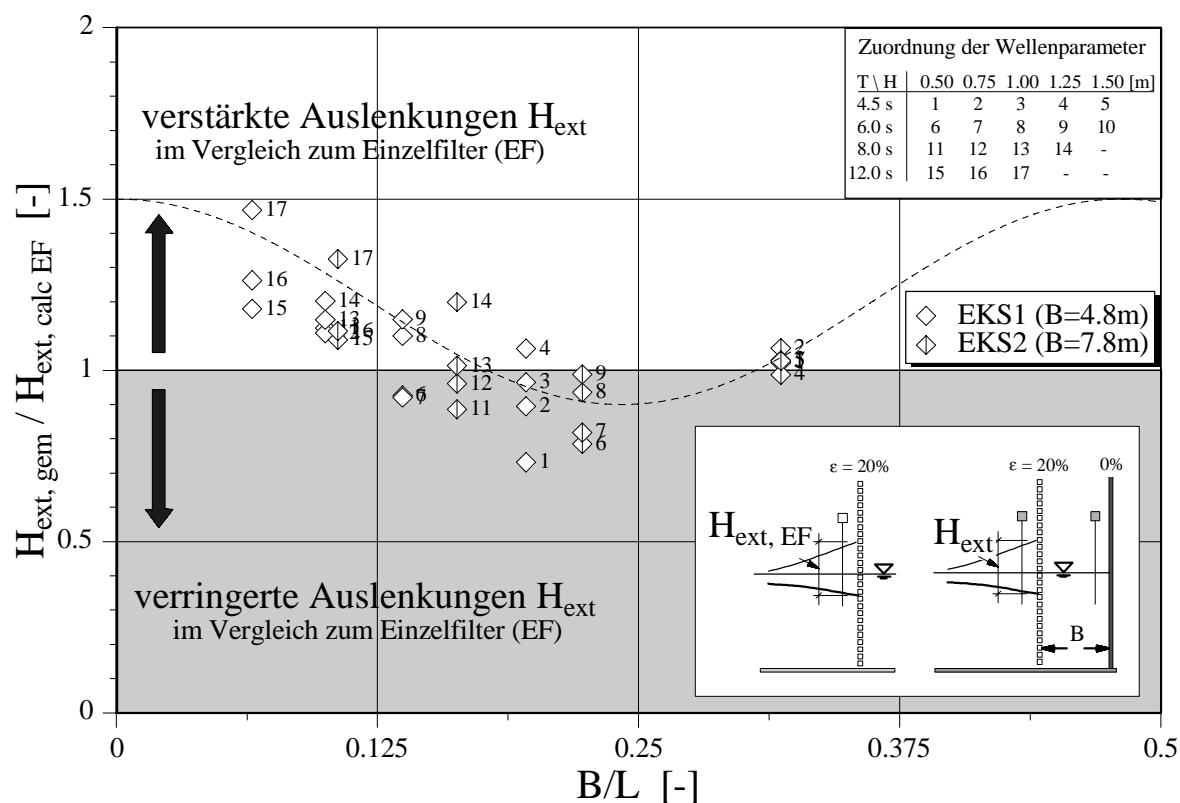


Abb. 49: Vergleich der gemessenen Amplituden vor der Frontwand (EKS) mit dem Ansatz für Einzelfilter

Durchlässigkeit, sondern durch die Reflexion an der Kammerrückwand hervorgerufen. Steigt B/L auf Werte um 0.2 an, liegen die Amplituden des Wasserspiegels teilweise unter denen des Einzelfilters. Auch hier liegt der signifikante Einfluß der undurchlässigen Rückwand zugrunde. Infolge des stehenden Wellenfeldes sinken die Amplituden in der Nähe des Schwingungsknotens ab, wie bereits in Abb. 43 anhand der Aufzeichnungen des mobilen Wellenpegels demonstriert wurde. Deutlich wird, daß niedrige Wellen (Ziffer 1, 6, 11, Abb. 49) die Frontwand ohne starke Beeinflussung durchlaufen, wodurch (i) die Reflexion an der Frontwand vermindert und (ii) das stehende Wellenfeld stärker ausgeprägt vorliegt, weshalb die Amplituden hier stärker abnehmen als bei hohen Wellen. Die gestrichelte Linie deutet lediglich den mittleren Verlauf der bezogenen Wasserspiegel-Auslenkungen über B/L an der Frontwand an.

4.2.1.4 Wasserspiegeldifferenz an der durchlässigen Frontwand

Für die Wellenbelastung des Systems aber auch für die hydraulischen Prozesse stellen die maximalen Wasserspiegeldifferenzen, die an den Einzelwänden auftreten, eine wesentliche Eingangsgröße dar. Die in Wellenanlaufichtung analysierte bezogene positive Wasserspiegeldifferenz an der Frontwand $\Delta\eta^+/H_i$ (mit $\Delta\eta^+ = \eta_v^+ - \eta_h^+$) weist eine Bandbreite zwischen rd. $0.5 < \Delta\eta^+/H_i < 1.4$ auf (Abb. 50). Insbesondere bei niedrigen B/L -

Werten (um $B/L = 0.1$) und relativ hohen Wellen treten starke Wasserspiegeldifferenzen auf, wodurch auch die Belastungen der Frontwand beeinflusst werden (vgl. Abschn. 6.2). Durch die rasche Kammerfüllung bei kleinen B/L -Werten wird die Wasserspiegeldifferenz jedoch vermutlich schnell ausgeglichen, was bei der kleineren Wellenkammer (EKS1) dazu führt, daß die auftretenden $\Delta\eta^+/H_i$ -Werte nicht das Ausmaß von EKS2 erreichen.

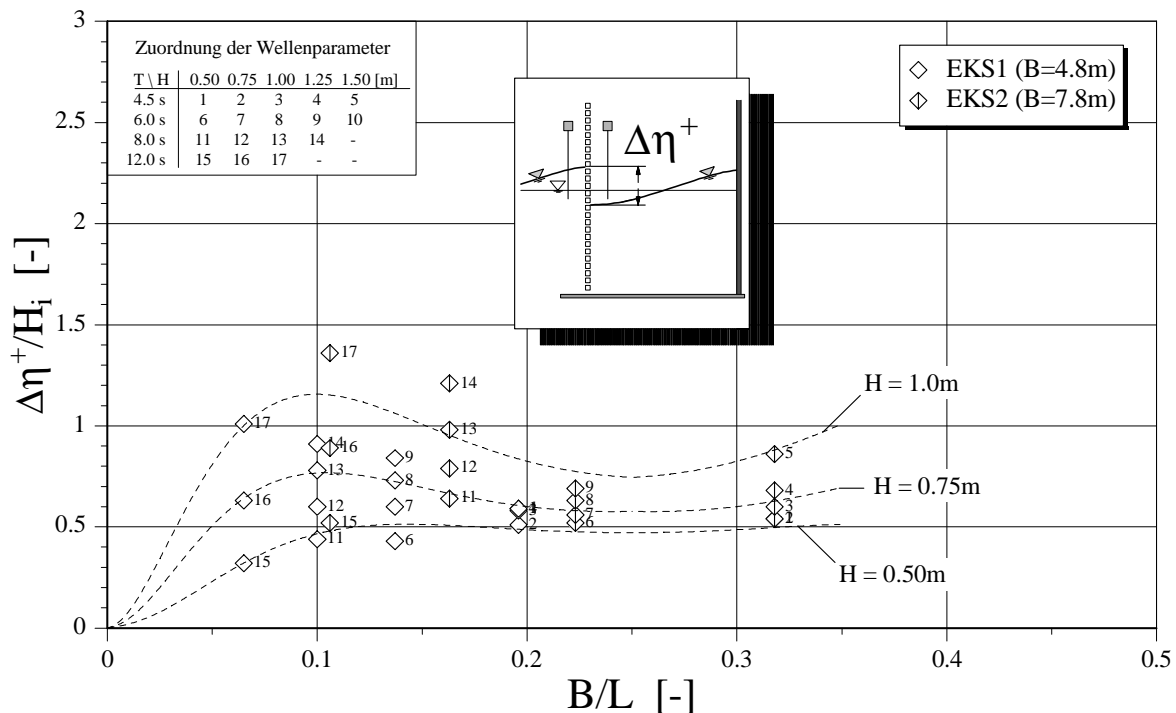


Abb. 50: Entwicklung der maximalen Wasserspiegeldifferenz an der Frontwand (in Wellenanlaufichtung) in Abhängigkeit von B/L .

Der Einfluß der Wellenhöhe auf den Fließwiderstand der Frontwand ist im Bereich von etwa $B/L = 0.1$ signifikant. Mit steigendem B/L geht dieser Einfluß stark zurück, parallel nimmt auch die Differenz der zeitgleichen Wasserspiegellagen vor und hinter der Frontwand ab (bis zum Schwingungsknoten). Bei sehr kurzperiodischen Wellen bzw. langen Kammern „wandert“ der Schwingungsknoten in das Bauwerk hinein, infolgedessen die Wasserspiegeldifferenz erneut ansteigt (Abb.50).

Sehr kleine Wellen $H \leq 0.50\text{m}$ werden beim Passieren der Frontwand kaum beeinflusst, der Gradient an der Frontwand steigt im Gegensatz zu höheren Wellen erst mit Zunahme der Geschwindigkeiten durch den Reflexionseinfluß der Rückwand an, daher entstehen hier maximale Wasserspiegeldifferenzen bei etwa $B/L = 0.20 - 0.25$.

Die an der durchlässigen Frontwand von Kammersystemen vorherrschenden Horizontalgeschwindigkeiten resultieren somit maßgeblich (i) aus der Position der Frontwand im stehenden Wellenfeld (vor der dichten Rückwand) und (ii) aus der Größe des Druckdifferenz vor und hinter der Frontwand. Dieses Ergebnis ist für die Interaktion zwischen

Seegang und der Frontwand und damit für das Ausmaß der Energiedissipation relevant und könnte einen Hinweis auf den asymmetrischen Verlauf des Reflexionskoeffizienten über B/L geben.

In dieser Hinsicht ist ebenfalls die Wasserspiegeldifferenz für $B/L > 0.25$ von Bedeutung. Aus den Meßdaten kann nicht eindeutig geschlossen werden, ob die maximale Wasserspiegeldifferenz $\Delta\eta^+/H_i$ auftritt, wenn der Schwingungsknoten vor - oder in der Kammer liegt. Da im Bereich $B/L > 0.25$ die Amplituden vor der Frontwand im Vergleich zu denen hinter der Frontwand stärker ansteigen (Abb. 48, oben u. mitte) wäre ein Maximum der Wasserspiegeldifferenz im Bereich $B/L > 0.25$ zu erwarten. Maßgebend für die Größe der Wasserspiegeldifferenz ist jedoch das simultane Auftreten ungünstiger Wasserspiegellagen beidseitig der Wand, so daß deren Phasenbeziehung berücksichtigt werden muß.

Auf die detaillierte Untersuchung der Wasserspiegeldifferenzen $\Delta\eta^-/H_i$ entgegen der Wellenanlaufriechung (Wellental vor der durchlässigen Frontwand, vgl. Abb.44) wird im Rahmen dieser Arbeit verzichtet. Dennoch muß erwähnt werden, daß im Bereich relativer Kammerlängen $B/L = 0.20 - 0.25$ maximale $\Delta\eta^-/H_i$ Werte auftreten, die hier teilweise sogar geringfügig größere Werte annehmen als die positiven Wasserspiegelgradienten, welches sich ebenfalls in den Belastungen widerspiegelt (Abschn. 6.2).

4.2.1.5 Phasenbeziehung der Wasserspiegelmaxima an der Frontwand

Die Phasenverzögerung $\varphi_{(1,2)} = \Delta t/T$ (Δt entspricht der Zeitdifferenz des Auftretens der Maxima von η_{ext}^+ und η_{int}^+) vergrößert sich mit der relativen Kammerlänge (Abb. 51). Bei Kammerlängen bis $B/L = 0.2$ steigt der Phasenversatz mit Werten zwischen dem einfachen bzw. dem doppelten Wert der Kammerlänge an, was zeigt, daß insbesondere bei starker Interaktion zwischen Seegang und Frontwand nicht die unmittelbar transmittierte Welle, sondern die Reflexion der Rückwand das Maximum der Wasserspiegelauslenkung hinter der Frontwand hervorruft.

In dem Bereich, wo ebenfalls die simultan ermittelte Wasserspiegeldifferenz $\Delta\eta^+/H_i$ auf Werte gegen 0.5 absinkt (vgl. Abb. 50, $B/L = 0.20 - 0.25$), beginnt der zeitliche Versatz der Wasserspiegelauslenkungen teilweise auf Werte nahe Null zurückgehen, so daß die Wasserspiegelauslenkung beidseits der Wand nahezu simultan verläuft (Abb. 51). Die Untersuchungen anhand sehr flacher Wellen ($H/L = 0.01$) von *Kakuno et al.* (1992) bestätigen diesen Sprung im Verlauf der Phasenbeziehungen im Bereich von rd. $B/L = 0.25$. Sie ordnen dieses Resultat dem Vorliegen des Schwingungsknotens am Pegel hinter der Frontwand zu, der je nach Lage des Knotens (vor oder hinter dem Pegel) einen Phasensprung von $T/2$ ($= \pi$) bewirkt. Die Abweichungen insbesondere der kurzperiodischen Wellen im EKS 2 (Bereiche A u. B, Ziffer 1-5, Abb. 51) sind jedoch viel-

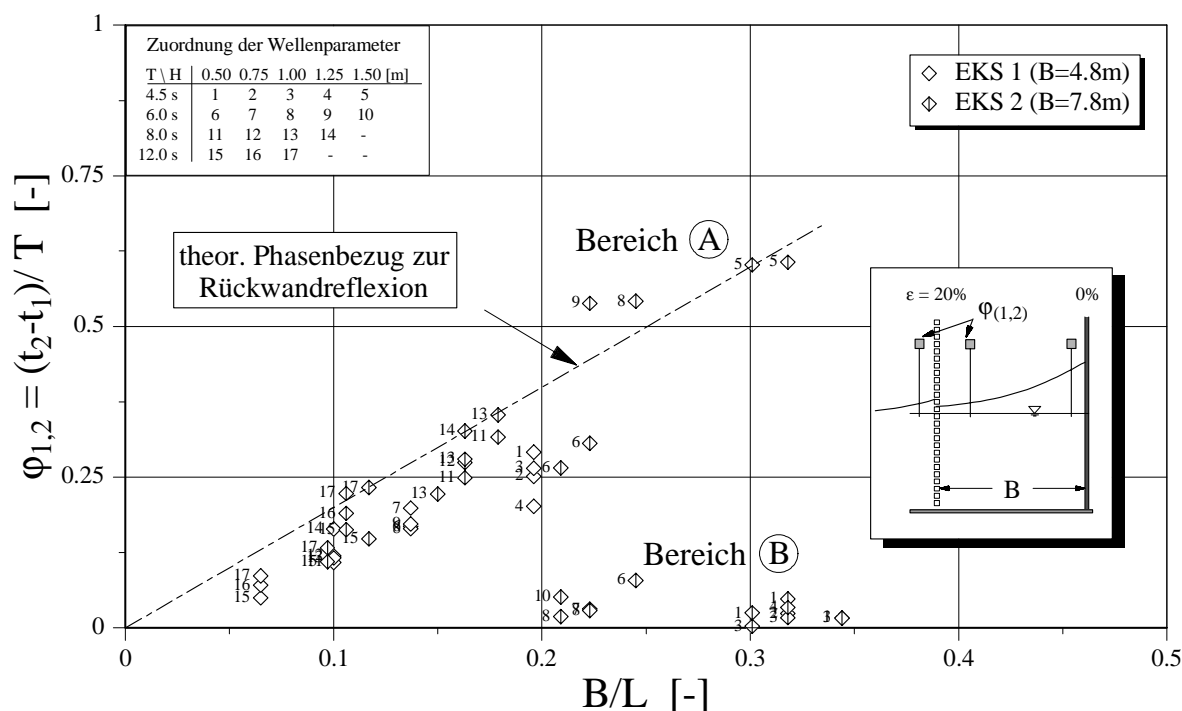


Abb. 51: Relativer Zeitversatz der Wasserspiegelmaxima vor und hinter der Frontwand (Bereich A und B, siehe Text und Abb. 52).

mehr in der zunehmenden Entstehung von Eigenschwingungen in der Kammer begründet, die zusätzliche Überlagerungen von in der Kammer re-reflektierenden Anteilen der Welle bewirken.

Bei relativ kurzen Wellenkammern steigt der Wasserspiegel in der Wellenkammer sehr schnell an, wodurch die Amplituden der transmittierten und der an der Rückwand reflektierten Welle zeitlich zusammenfallen. Bei relativ langen Wellenkammern sind hingegen der transmittierte und der reflektierte Anteil zeitlich getrennt, wodurch an der Innenseite der durchlässigen Frontwand zwei Maxima während einer Wellenperiode auftreten (Abb. 52). Bei geringen Wellenhöhen liegt die größere Wasserspiegelauslenkung (der beiden Maxima) zu dem Zeitpunkt vor, an dem der Füllvorgang eingeleitet wird, d.h. nahezu simultan zur Wasserspiegelauslenkung vor der Wand (Bereich B, Abb. 51 sowie Abb. 52, links). Im Fall sehr hoher Wellen (Abb. 51, Bereich A, Ziffer 5), bei denen zum Zeitpunkt des Maximums vor der Frontwand ein sehr starker Fließwiderstand vorliegt, besitzt die von der undurchlässigen Wand zurücklaufende Welle an der Innenseite der Frontwand einen größeren Wert (zweiter Peak), wodurch ein größerer Phasenversatz (entsprechend etwa $2B/L$) entsteht (vgl. Abb. 52, rechts). Dieser Prozeß ist offenbar stark an der Entstehung der bereits erwähnten Kammer-Eigenschwingungen beteiligt. Unter der Annahme, daß im Grenzfall $B/L = 0.5$ die Wasserspiegelauslenkungen beidseitig der Frontwand nahezu identisch sind und damit auch der Phasenwinkel $\varphi_{(1,2)}$ auf Null zurückgeht, ist nicht davon auszugehen, daß für $0.35 < B/L < 0.5$ (vgl. Abb. 51) der Phasen-

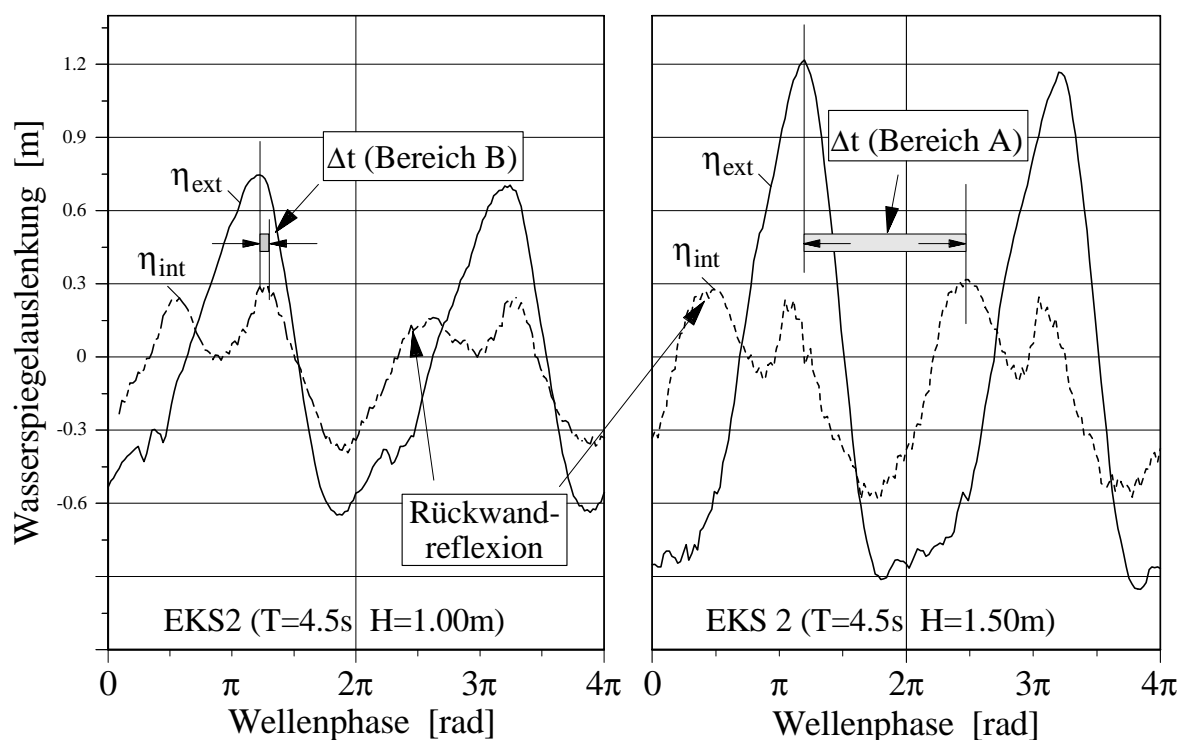
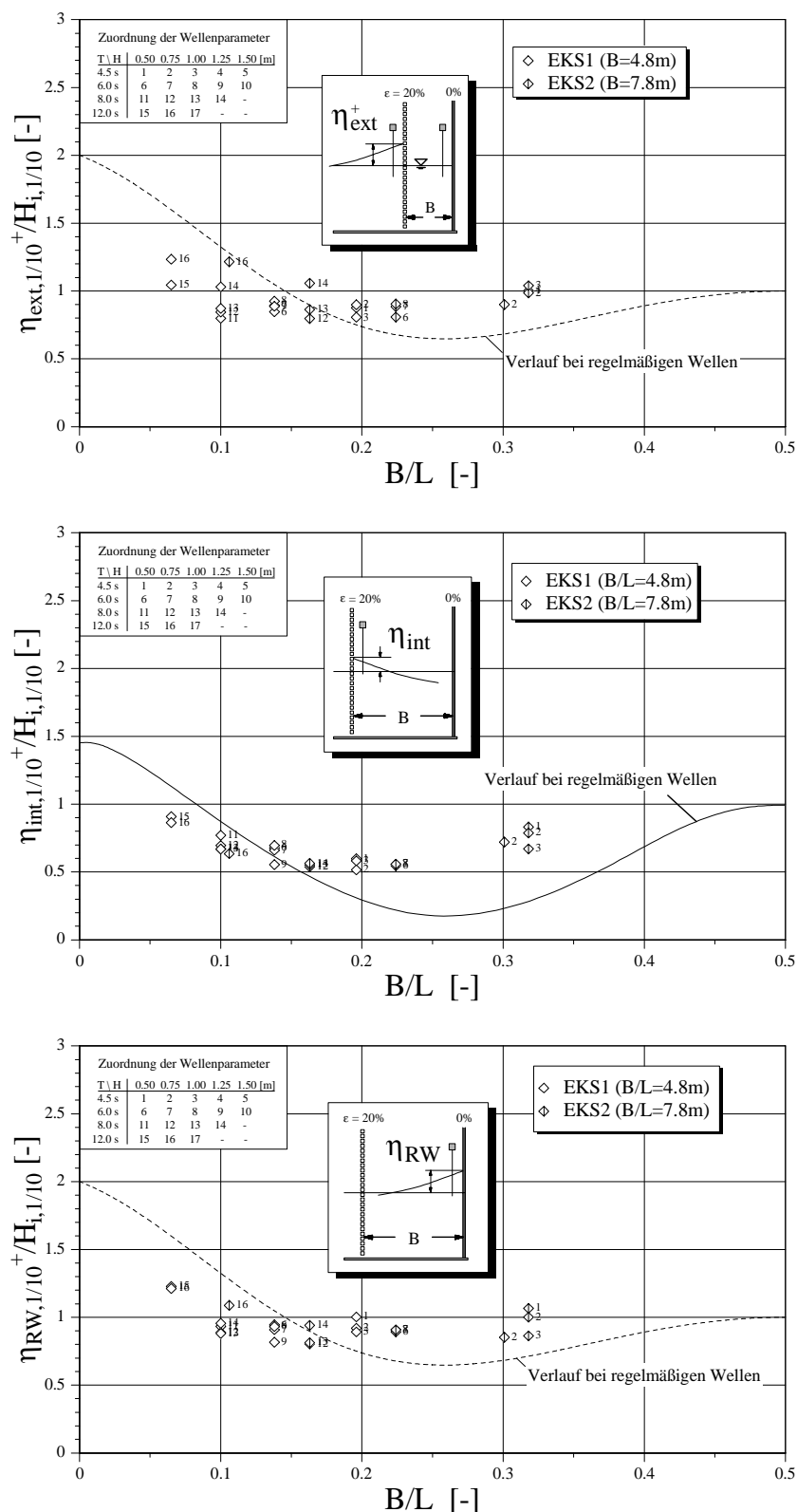


Abb. 52: Doppelamplituden in der Wellenkammer. Beeinflussung des Phasenwinkels durch die Wellenhöhe.

winkel $\varphi_{(1,2)}$ erneut signifikant ansteigt. Da in diesem Bereich auch die Wasserspiegelauslenkungen an der Frontwand insgesamt geringer (als bei B/L - Werten um 0.1) sind, kann somit vermutet werden, daß die maximale Wasserspiegeldifferenz an der durchlässigen Frontwand für große B/L - Verhältnisse ($B/L > 0.25$) weniger stark ausgeprägt ist als bei relativ kurzen Kammern. Diese Annahme bestätigt sich bei der Untersuchung der Frontwandbelastung (Abschn. 6.2).

Überprüfung der Wasserspiegelauslenkungen an EKS anhand von Wellenspektren

Die relativen Wasserspiegelauslenkungen infolge Wellenspektren zeigen einen ähnlichen Verlauf über B/L wie reguläre Wellen (Abb. 53). Wellenspektren umfassen eine Serie von unterschiedlichen Wellenhöhen und -perioden, die eine zufallsbedingte Phasenbeziehung aufweisen. Daher ist der Einfluß der Wellenhöhe als auch der relativen Kammerweite auf die Wasserspiegelauslenkung im Vergleich zu den Ergebnissen regulärer Wellen weniger deutlich. Beispielsweise liegt die relative Wasserspiegelauslenkung hinter der Frontwand η_{int}^+/H_i über dem Minimum regulärer Wellen (B/L etwa 0.2), da der Schwingungsknoten bei Wellenspektren lediglich eine ungefähre Position beschreibt, an der minimale Wasserspiegelauslenkungen und große Horizontalgeschwindigkeiten kumuliert auftreten und der nicht stationär ist wie bei (linearen) regulären Wellen. Analog zu den regulären Wellen ist ebenfalls festzustellen, daß die hohen Wellen im Spektrum



(H_{\max} , $H_{1/10}$) höhere relative Wasserspiegelauslenkungen als die Wellen geringerer Höhe ($H_{1/3}$, H_m) verursachen.

Bei Wellenspektren ist im Vergleich zu regelmäßigen Wellen ein verstärkter Anstieg der relativen Werte $\eta_j^+/H_{i,j}$ (mit j : max, 1/10, 1/3, m) bei Wellenkammern $B/L > 0.2$ festzustellen. Da sowohl η_{ext}^+/H_i als auch η_{int}^+/H_i bei Spektren weniger mit B/L variiert, entsprechen die relativen Wasserspiegeldifferenzen an der Frontwand weitgehend denen unter regelmäßigen Wellen (Abb. 54).

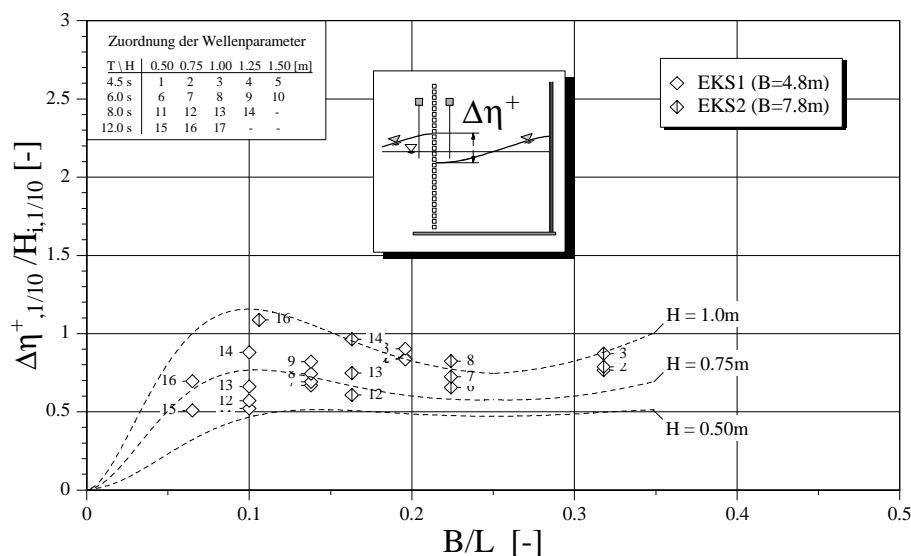


Abb. 54: Relative maximale Wasserspiegeldifferenzen an der Frontwand $\Delta\eta/H_i$ infolge Wellenspektren im Verhältnis zur relativen Kammerlänge B/L .

Das bei regelmäßigen Wellen und Werten $B/L > 0.2$ während einer Wellenperiode festgestellte doppelte Maximum kann durch eine Frequenzanalyse der Pegelinformationen in der Kammer bestätigt werden. Auch bei Wellenspektren wird eine überlagerte Schwingung in der Wellenkammer hervorgerufen, die zu einer Frequenzverschiebung der Auslenkungen hinter der Frontwand und zu einer destruktiven Überlagerung der Auslenkungen vor der Rückwand führen (Abb. 55, Pegel 15 u. 17). Die analysierte Frequenz der Wellenbewegungen an der Pegelposition WP15 entspricht mit $T_p = 3.3s$ exakt der Eigenfrequenz der Wellenkammer. Diese Frequenzverschiebung führt dazu, daß sich die Phasenwinkel an der Frontwand verändern. Bedingt durch die variablen Phasenbeziehungen in einem Wellenspektrum sind die Auswirkungen auf die Wasserspiegeldifferenzen jedoch weniger stark ausgeprägt (s.o.).

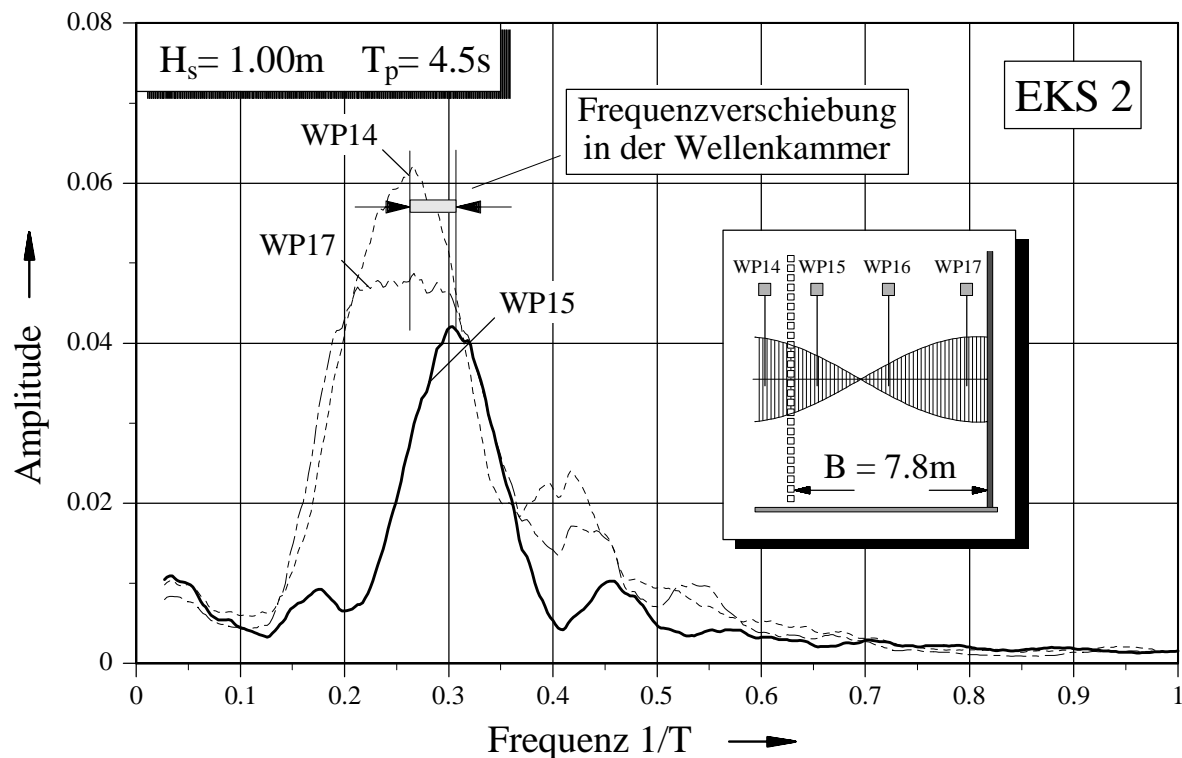


Abb. 55: Analyisierte Amplitudenspektren in der Wellenkammer (EKS2) bei relativ kurzperiodischen Seegang (Schwingungsknoten in der Kammer).

4.2.2 Wasserspiegelauslenkungen an Mehrkammersystemen

Das am EKS erläuterte Zusammenwirken der Front- und Rückwand wird bei den MKS durch die zunehmende Filterzahl und den damit verbundenen Mehrfachreflexionen stark überlagert und die einzelnen Prozesse können nur schwer differenziert werden. Die nachfolgenden Untersuchungen sind daher auf "globalere" Betrachtungen beschränkt.

Die größeren relativen Wasserspiegelauslenkungen treten überwiegend seeseitig der einzelnen Filterwände der MKS auf, da sich hier die einlaufenden und reflektierten Komponenten phasengleich überlagern (Abb. 56). Die Fluktuationen des Wasserspiegels variieren daher deutlich über die Laufstrecke im System, die Werte liegen durch die Zerlegung an den einzelnen Filterwänden dennoch wesentlich niedriger als im EKS. Wird die bezogene Wasserspiegelauslenkung H_{RW} an der undurchlässigen Rückwand als charakteristische Größe für die Wellenhöhenabnahme im System herangezogen, dann kann - ähnlich der exponentiellen Wellenhöhenabnahme in räumlichen Schüttkörpern mit homogener Durchlässigkeit - eine Verringerung der Amplituden in Abhängigkeit der relativen Laufstrecke B/L beobachtet werden (Abb. 57).

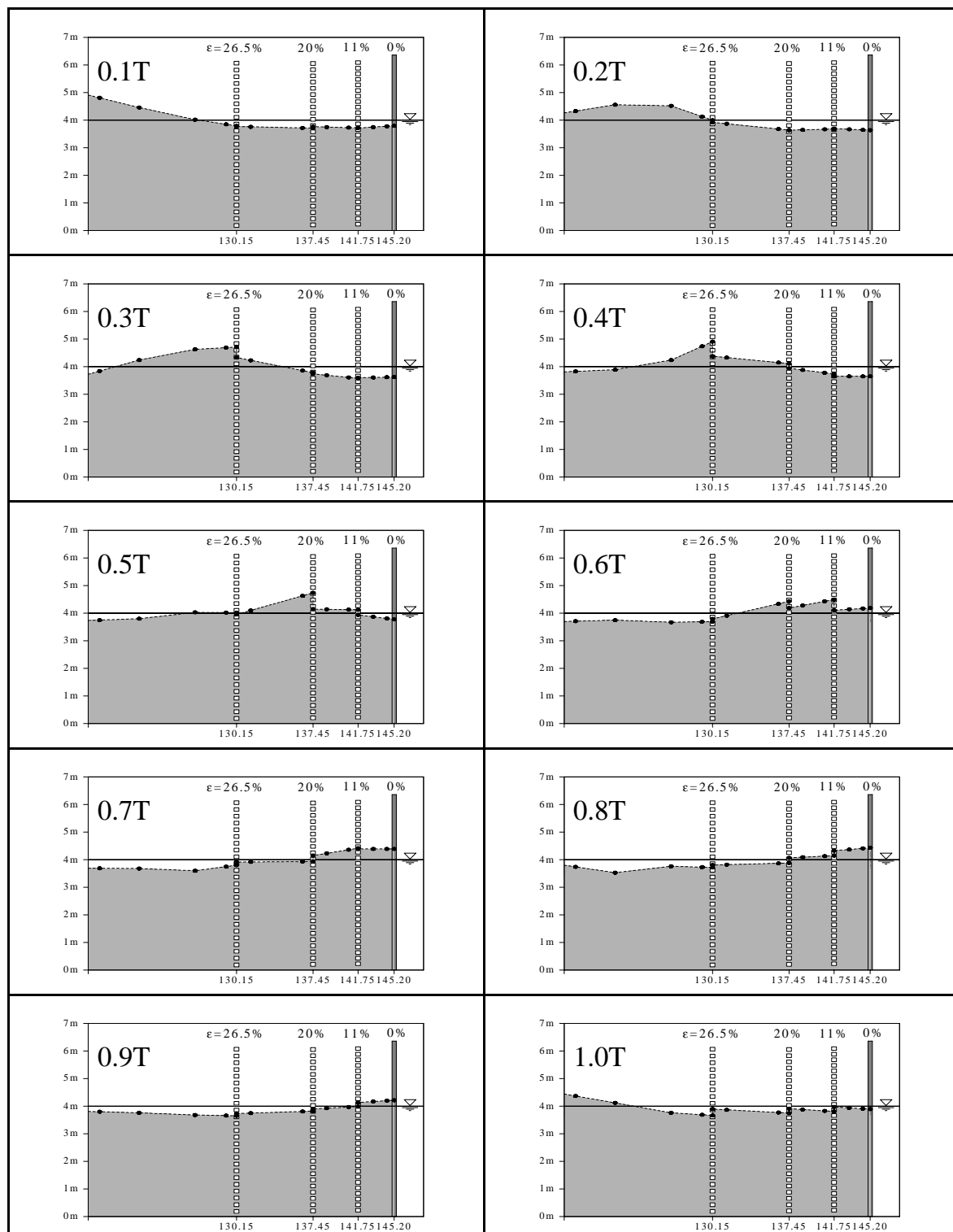


Abb. 56: Entwicklung der Wasserspiegelauslenkungen über eine Wellenperiode am Beispiel des Mehrkammersystems 2 (reguläre Welle: $T = 8\text{s}$, $H = 1.0\text{m}$).

Dargestellt ist die relative Wasserspiegelfluktuations an der Rückwand, (i) bezogen auf die Wasserspiegelauslenkung H_{ext} vor der seewärtigen Filterwand, sowie (ii) bezogen auf die Wellenhöhe H_i des einlaufenden Seegangs. Ein wesentlicher Anteil der Reduzierung der Wasserspiegelfluktuations im Bauwerk resultiert aus der Reflexion von Wellenenergie an den seewärtig der Rückwand positionierten Filterwänden. Offenbar ist die Transmission von Wellenenergie in das System im MKS1 durch die eng gestellten seewärtigen Wände geringer, parallel steigt die Reflexion im Frontwandbereich (und damit H_{ext}) an, wodurch die Werte $H_{\text{RW}}/H_{\text{ext}}$ im Vergleich zum „offeneren“ System MKS2 bereits für relativ kurze Lauflängen stark abnimmt. Unter den in Abb. 57 zugrunde gelegten Seegangsrandbedingungen ($H = 1.0\text{m}$, $T = 4.5 - 12\text{s}$) nähert sich die relative Wasserspiegelauslenkung asymptotisch einem Wert $H_{\text{RW}}/H_{\text{ext}} = 0.5$ an.

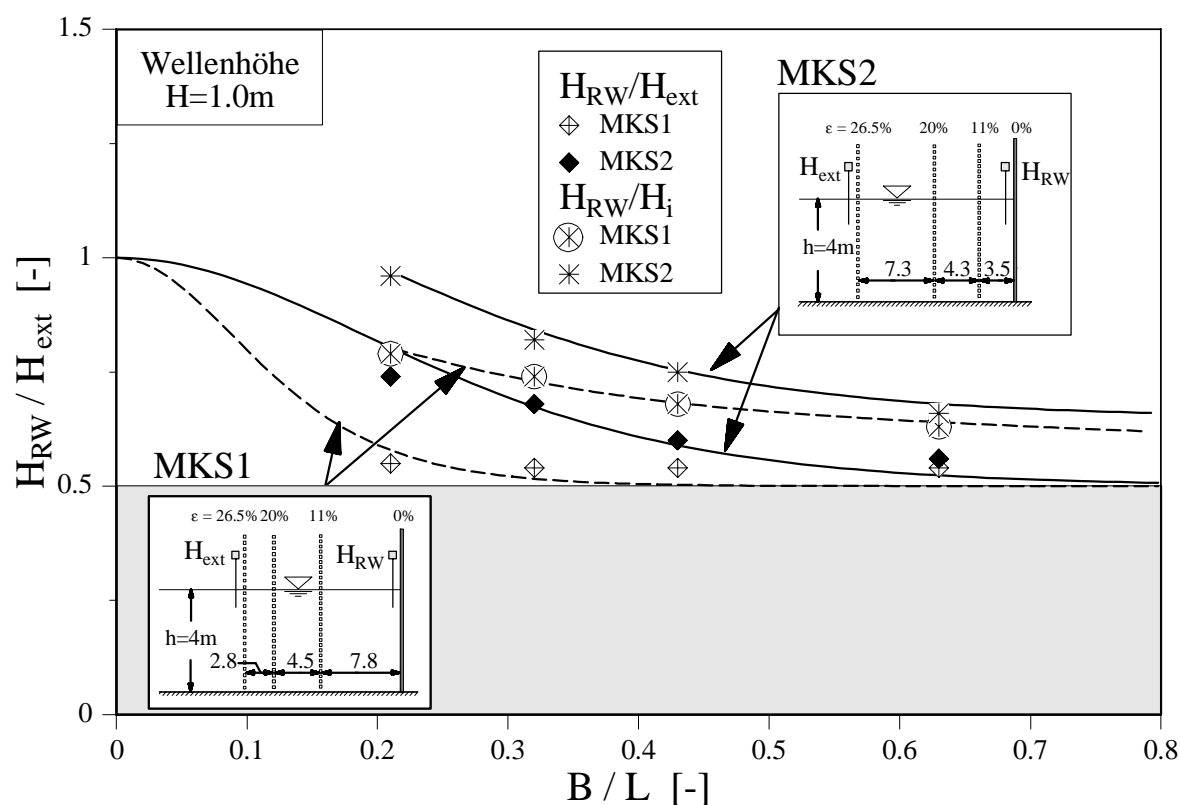


Abb. 57: Abnahme der relativen Wellenhöhe in den untersuchten Mehrkammersystemen (reguläre Welle $H = 1.0\text{m}$).

Ungeachtet der verhältnismäßig durchlässigen Frontwand ($\epsilon = 26.5\%$) bei MKS1 und MKS2 sind die Wasserspiegelauslenkungen H_{ext} direkt vor dem Kammersystem beständig größer als die Höhe H_i der einlaufenden Welle. H_{ext} variiert in Abhängigkeit der Seegangsbedingungen, wodurch eine Einordnung der Ergebnisse und die Untersuchung von Grenzfällen erschwert wird. Eine Normierung von H_{RW} mit der Höhe H_i der einlaufenden Welle scheint daher zweckmäßiger, um (i) eine Einschätzung hinsichtlich der Reduzierung der Wellentransmission durch den Bauwerkeinfluss (ohne undurchlässige Rückwand) und (ii) einen Vergleich mit dem ungestörten (bzw. des vollständig reflektierten

Seegang an einer undurchlässigen Wand) zu ermöglichen.

In Abb. 58 sind die Ergebnisse der Wellenspektren für alle untersuchten Wellenparameter ($H_{1/10}$) dargestellt. Die Untersuchungen an regulären Wellen und an Wellenspektren führen zu vergleichbaren Ergebnissen. Der Grenzwert für sehr kurze Lauflängen in der Wellenkammer (d.h. kleine B/L) beträgt $H_{RW}/H_i = 2.0$ (Totalreflexion).

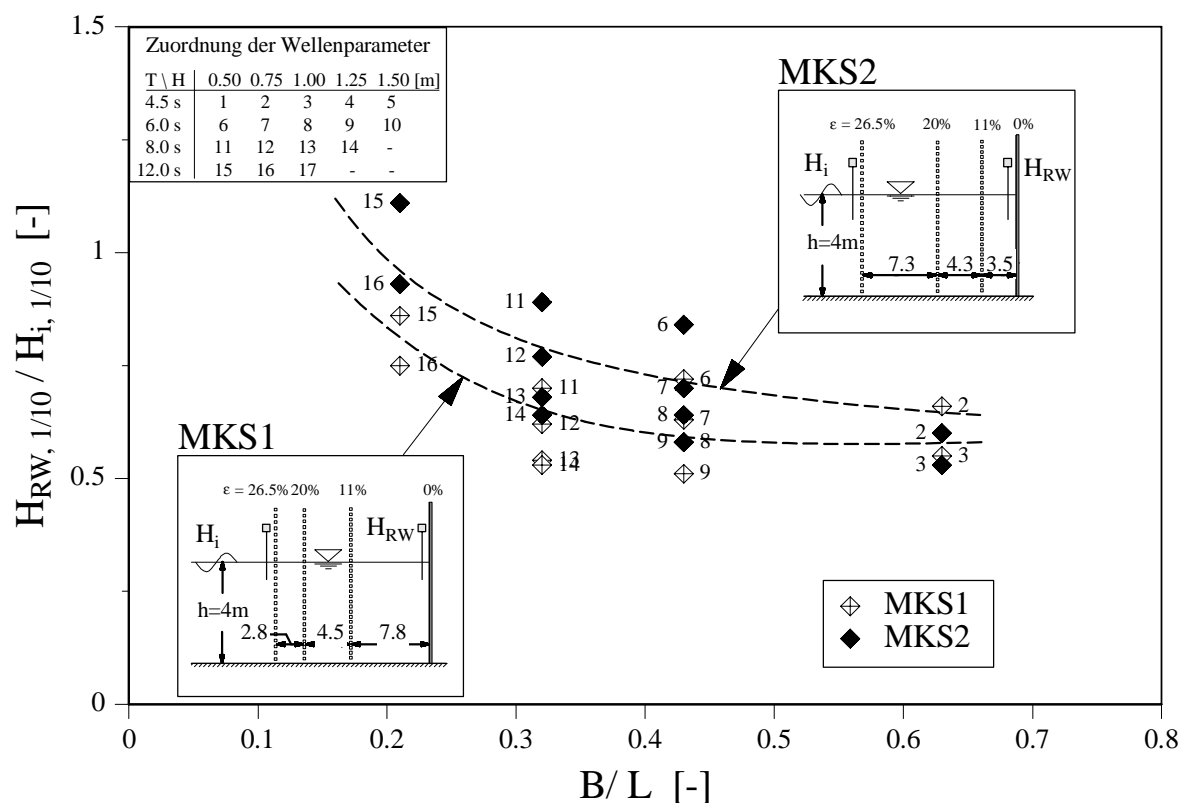


Abb. 58: Dämpfung der Wellenhöhe in Mehrkammersystemen. Relative Wellenhöhe an der Rückwand gegenüber der relativen Lauflänge im System (Wellenspektren, $H_{1/10}$)

Höhere Wellen nehmen im System stärker ab als niedrige Wellen. Diese Aussage trifft sowohl auf Wellenspektren mit unterschiedlichem $H_{1/10}$ als auch für die unterschiedlichen Wellenhöhen (H_{max} , $H_{1/10}$, $H_{1/3}$, H_m) innerhalb eines Spektrums zu.

Die Verringerung der Wasserspiegelauslenkungen H_{RW}/H_i für große B/L auf etwa $H_{RW}/H_i = 0.5$ zeigt, daß die Wasserspiegelfluktuations an der Rückwand auf 25% im Vergleich zu einer undurchlässigen Einzelwand reduziert wird. Dies ermöglicht eine beträchtliche Verringerung der erforderlichen Freibordhöhe hinsichtlich des Wellenüberlaufs im Vergleich zu EKS oder gar einer undurchlässigen vertikalen Struktur.

4.2.3 Zusammenfassung: Wasserspiegelauslenkungen an Kammersystemen

Einkammersysteme

Die Wasserspiegelauslenkungen in Einkammersystemen werden sehr stark von der Wechselwirkung zwischen Front- und Rückwand bestimmt. Die maximale Wasserspiegelauslenkung an der durchlässigen Frontwand wird im Vergleich zum Einzelfilter gleicher Porosität in Abhängigkeit der Lage im stehenden Wellenfeld (B/L) zum Teil verstärkt aber auch reduziert. Die Wasserspiegelauslenkungen sind daher nicht mit den für Einzelfilter ermittelten Beziehungen zu prognostizieren. Die maximale Wasserspiegeldifferenz an der Frontwand tritt bei relativ kurzen Wellenkammern (rd. $B/L = 0.1$) und hohen Wellen auf, wobei die Wellenhöhe die hydraulische Durchlässigkeit der Frontwand steuert. Im Parameter B/L ist sowohl der Flachwassereinfluß als auch der Einfluß der Position der durchlässigen Frontwand im stehenden Wellenfeld enthalten. Da der B/L - Einfluß oszilliert, der Flachwassereinfluß jedoch stetig abnimmt, stellt sich bei Untersuchung variierender Wellenlängen ein asymmetrischer Verlauf über B/L ein.

Der Phasenversatz der Wasserspiegelauslenkungen an der Frontwand $\varphi_{(1,2)}$ ist im Gegensatz zu Einzelfiltern signifikant. Bei kleinen B/L fällt die maximale Auslenkung hinter der Frontwand zeitlich mit der Rückwandreflexion zusammen, so daß der Phasenwinkel mit Werten zwischen $B/L < \varphi_{(1,2)} < 2B/L$ ansteigt. Im Bereich von $B/L = 0.20 - 0.25$ beginnt der zeitliche Versatz der Wasserspiegelauslenkungen teilweise plötzlich auf Null zurückzugehen und die Wasserspiegelauslenkungen beidseits der Wand verlaufen nahezu simultan. Der Grund hierfür liegt u.a. in der Anregung von Kammer-Eigenschwingungen, die die Wasserspiegelauslenkungen in der Wellenkammer als auch die Phasenbeziehungen an der Frontwand beeinflussen und darüber hinaus den asymmetrischen Verlauf der relativen Wasserspiegelauslenkungen gegenüber B/L verstärken.

Mehrkambersysteme

Mehrkambersysteme bewirken aufgrund der größeren Anzahl an Filterwänden eine stärkere Zerlegung der einlaufenden Wellen, wodurch die Wasserspiegelauslenkungen durch Dissipation und destruktive Überlagerung reduziert werden. Die bezogene Wasserspiegelauslenkung H_{RW}/H_i an der undurchlässigen Rückwand nimmt in Abhängigkeit der relativen Laufstrecke B/L auf Werte ab, die lediglich 25% des Wasserspiegelauslenkung an einer dichten Einzelwand und damit etwa 50% der Höhe der einlaufenden Welle entsprechen. Höhere Wellen (regulärer Seegang und Wellenspektren) werden dabei im System stärker reduziert als niedrige Wellen.

Ist die Frontwand zu undurchlässig oder stehen die vorderen Wände zu dicht (wie z.B. MKS1) dann stagniert die Wellenhöhenabnahme bereits nach kurzer Lauflänge, da die durch die starke Frontwandreflexion (bzw. an den seewärtigen Wänden) dezimierten Wellenhöhen nur noch eine geringfügige Interaktion mit den nachfolgenden Wänden im Kambersystem hervorrufen.

5 Wellendämpfung an vertikalen Strukturen mit durchlässiger Front

5.1 Wellendämpfung an Einzelfiltern

Treffen fortschreitende Wellen auf eine durchlässige Struktur, so wird in Abhängigkeit der hydraulischen Randbedingungen (vgl. Abb. 7) ein Teil der einlaufenden Energie (E_i) seewärts reflektiert (E_r), ein Teil wird durch die Struktur transmittiert (E_t) und die verbleibende Energie durch Turbulenz und Reibung dissipiert (E_d). Die verschiedenen Anteile der Seegangsenergie sind durch Gl. (15) sowie - da die Wellenenergie E proportional zum Quadrat der Wellenhöhe H ist - durch Gl. (16) verknüpft:

$$E_i = E_r + E_t + E_d \quad (15)$$

oder

$$1 = C_r^2 + C_t^2 + C_d^2, \quad (16)$$

Hierin werden $C_r = H_r/H_i$, $C_t = H_t/H_i$ und $C_d = H_d/H_i$ als Reflexions-, Transmissions- und Dissipationskoeffizient definiert.

Die hydraulischen Eigenschaften des Bauwerks werden sowohl von den Strukturparametern (Neigung, Rauheit, Durchlässigkeit) als auch von den Seegangparametern (Wellenperiode, Wellenhöhe, Wassertiefe) bestimmt. Während die Anteile der reflektierten und transmittierten Energie aus Reflexionsanalysen vor und hinter der Struktur näherungsweise ermittelt werden können, ist der Anteil dissipierter Seegangsenergie nicht meßbar und kann daher nur indirekt (z.B. über die Energiebilanz, Gl. 15) bestimmt werden.

5.1.1 Einfluß der Struktur- und Seegangparameter

Untersuchungen zur Transmission und Reflexion von Wellenenergie an senkrechten durchlässigen Strukturen sind ein zentrales Thema theoretischer und empirischer Forschungsarbeiten im Küsteningenieurwesen. Theoretische Modelle, die lediglich die Strukturgeometrie zur Ermittlung der hydraulischen Wirksamkeit berücksichtigen (z.B. *Wiegel*, 1960; *Hartmann*, 1969), ermöglichen keine ausreichend genaue Beschreibung der Seegangs-Struktur-Interaktion und unterschätzen den Anteil der Wellentransmission (Abb. 59).

Die Ergebnisse der Transmissionsanalysen von Versuchen mit regelmäßigen Wellen,

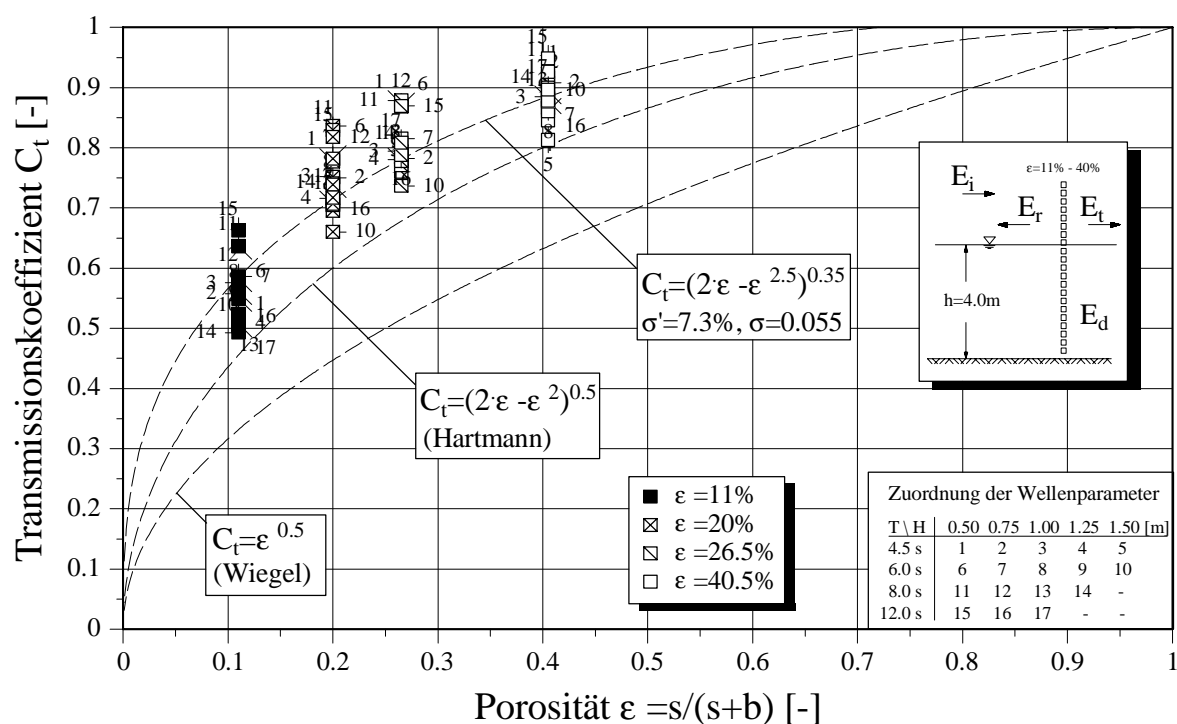


Abb. 59: Transmissionskoeffizient in Abhängigkeit der Porosität (theoretische Ansätze und Meßergebnisse an Einzelfiltern).

aufgetragen über der Strukturporosität, ergeben maximale Transmissionskoeffizienten von rd. $C_t = 0.9$, die bei Einzelwänden mit relativ hoher Porosität ($\varepsilon = 40.5\%$) sowie bei niedrigen Wellenhöhen auftreten. Um eine Reduzierung der einlaufenden Wellenenergie auf 50% ($C_t = 0.7$) zu gewährleisten, muß die geometrische Porosität von Einzelfiltern nach den vorliegenden Ergebnissen erheblich unter 20% betragen. Auch bei der relativ dichten Filterwand ($\varepsilon = 11\%$) werden zwischen 25 - 45% der Wellenenergie durch das Bauwerk hindurch transmittiert. Die theoretischen Funktionen unterschätzen die gemessene Wellentransmission erheblich (um bis zu 50%, Abb. 59). Die Modifikation der *Hartmann*-Gleichung zur Approximation der Versuchsergebnisse macht zudem im Vergleich mit den Meßwerten deutlich, daß die Wellentransmission neben der Porosität signifikant von den Seegangsrandbedingungen beeinflusst wird.

Die Gegenüberstellung der analysierten Transmissionskoeffizienten mit den Berechnungswerten nach dem Ansatz von *Kriebel* (1992), der neben erweiterten Bauwerksrandbedingungen zusätzlich Parameter zur Charakterisierung des Seegangs (H_i , L , h) berücksichtigt, zeigt, daß auch hier die Meßwerte unzureichend reproduziert werden (Abb. 60). Die Abweichung der berechneten von den gemessenen C_t -Werten verstärkt sich mit zunehmender Wellenhöhe und abnehmender Strukturdurchlässigkeit. Die berechneten C_t -Werte unterschätzen die tatsächlich gemessene Wellentransmission je nach Porosität und Wellenhöhe zwischen 5 und 80%. Die gemessenen Transmissionskoeffi-

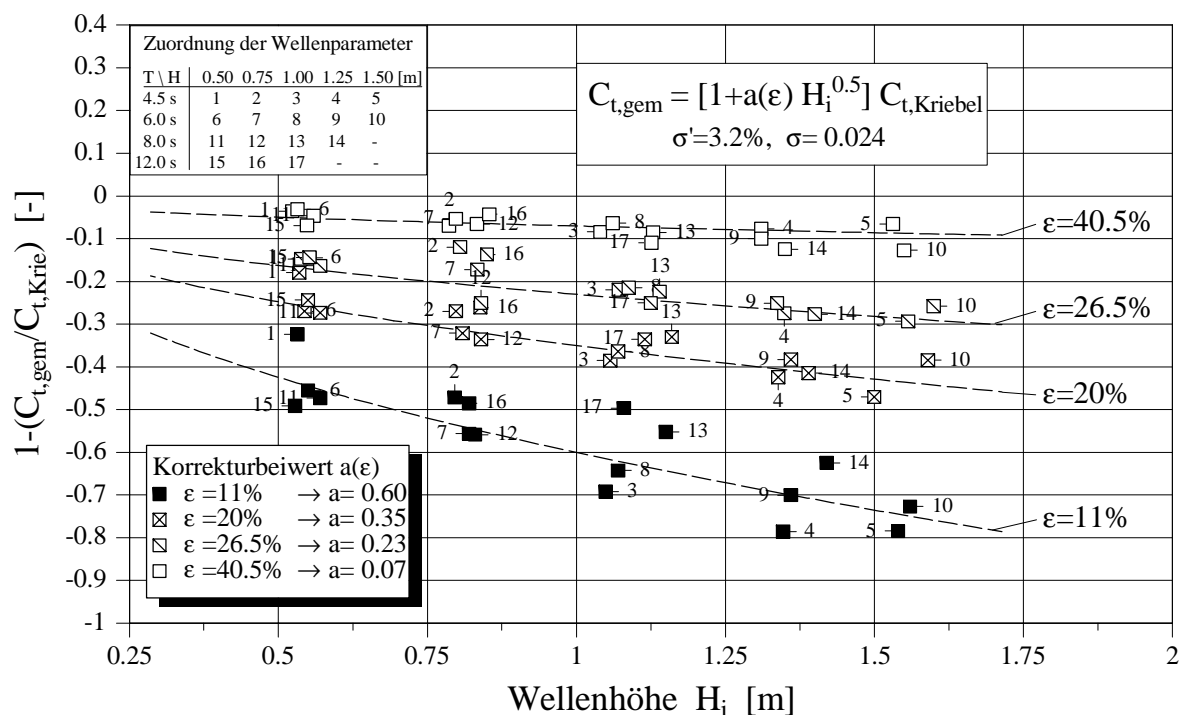


Abb. 60: Abweichungen der theoretischen Ergebnisse für C_t nach *Kriebel* (1992) und den analysierten Werten für Einzelwände.

zienten lassen sich näherungsweise mit der Beziehung

$$C_{t,gem.} = (1 + a(\epsilon) \cdot \sqrt{H_i}) \cdot C_{t,Kriebel} \quad (17)$$

aus den theoretischen Werten nach *Kriebel* bestimmen, wobei der Beiwert $a(\epsilon)$ den Einfluß der Strukturdurchlässigkeit korrigiert (Abb. 60).

5.1.2 Neuer Parameter zur Beschreibung der dynamischen Porosität

Die Gegenüberstellung der Meßdaten bezüglich der Wellentransmission mit bestehenden theoretischen Ansätzen zeigt, daß die hydraulischen Randbedingungen, insbesondere der Einfluß der Wellenhöhe auf die Durchlässigkeit der Struktur, nicht ausreichend berücksichtigt werden. Nachfolgend soll daher ein Parameter vorgestellt werden, der die Wechselwirkungen zwischen Welle und Bauwerk unter Einbeziehung der Wellenhöhe und damit die hydraulische Durchlässigkeit der Struktur beschreibt. Hierzu ist in Abb. 61 die Wasserspiegelsituation an einer Einzelwand mit gleicher geometrischer Durchlässigkeit für zwei unterschiedlich hohe Wellen schematisch dargestellt.

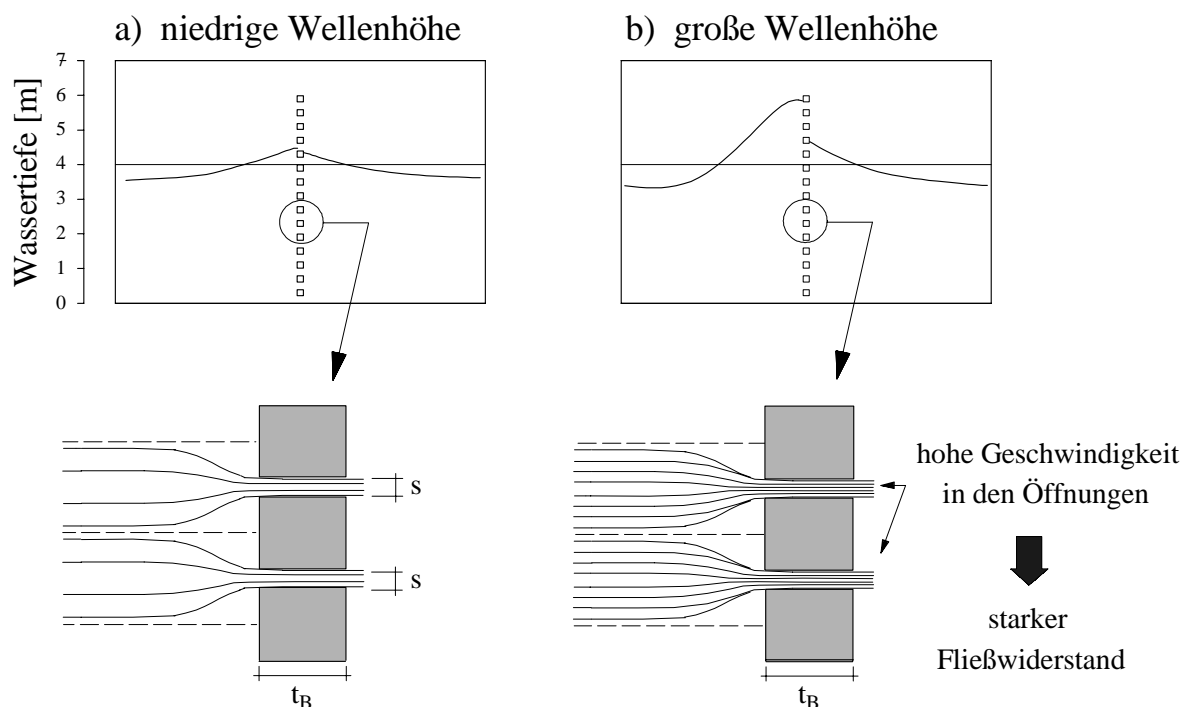


Abb. 61: Wechselwirkung zwischen Wellenhöhe und dynamischer Durchlässigkeit der Einzelwand.

Laufen Wellen niedriger Höhe auf die Struktur (Abb. 61a), dann rufen die relativ geringen Orbitalgeschwindigkeiten einen kaum merklichen Fließwiderstand am Bauwerk hervor und die Welle durchläuft die Struktur weitgehend ungehindert. Sowohl die Wasserspiegeldifferenz vor und hinter der Wand als auch die Geschwindigkeiten in den Bauwerksöffnungen, die in direktem Zusammenhang stehen, sind gering (Abb. 61a).

Bei höheren Wellen (Abb. 61b) wird durch die größeren Geschwindigkeiten in den Bauwerksöffnungen ein ausgeprägter Geschwindigkeitsgradient über die Höhe s des Öffnungsquerschnittes erzeugt. Dies bewirkt eine Erhöhung des Fließwiderstandes, der wiederum die Wasserspiegelauslenkung vor der Wand und damit die Wasserspiegeldifferenz beidseitig der Struktur verstärkt. Dieser iterative Prozeß strebt einem Gleichgewichtszustand an, der jedoch aufgrund der oszillierenden Wasserspiegelauslenkungen vermutlich nur im Wellental langperiodischer Wellen (d.h., dort, wo $d\eta/dt$ gering ist) erreicht wird.

Um den Einfluß der hydraulischen Randbedingungen hinsichtlich der Wellendämpfung zu quantifizieren, wurde eine Regressionsanalyse durchgeführt. Hierzu wurde neben der Bauwerksporosität der Einfluß der Wellensteilheit H/L und der relativen Wassertiefe h/L (die für die Verteilung der Wellenenergie über die Wassertiefe und somit für hydrodynamische Prozesse an der Struktur relevant ist) berücksichtigt. Die Gesamtanalyse aller untersuchten Filterwände ergibt folgende Wichtung der Einflußparameter:

$$C_r \propto (H_i/L)^{0.64} / \left[(h/L)^{0.67} \cdot \epsilon^{0.95} \right] \quad (18)$$

Die Wellenlänge tritt sowohl im Nenner als auch im Zähler mit nahezu gleicher Potenz auf, daher kann der Reflexionskoeffizient zur Formulierung eines allgemeinen Ansatzes näherungsweise durch den dimensionslosen Reflexionsparameter RP beschrieben werden:

$$RP = (H_i/h)^{0.65} / \epsilon^{0.95} \quad \text{für } 0.125 \leq H_i/h \leq 0.400 \quad (19)$$

Der dimensionslose Parameter RP, der die dynamischen Eigenschaften der Wand bei der Durchströmung berücksichtigt und somit als „dynamische Porosität“ bezeichnet werden kann, ist sehr gut geeignet, die Aufteilung der einlaufenden Seegangsenergie an einer Einzelwand in Transmissions-, Reflexions- und Dissipationsanteile zu beschreiben (vgl. Abb. 62).

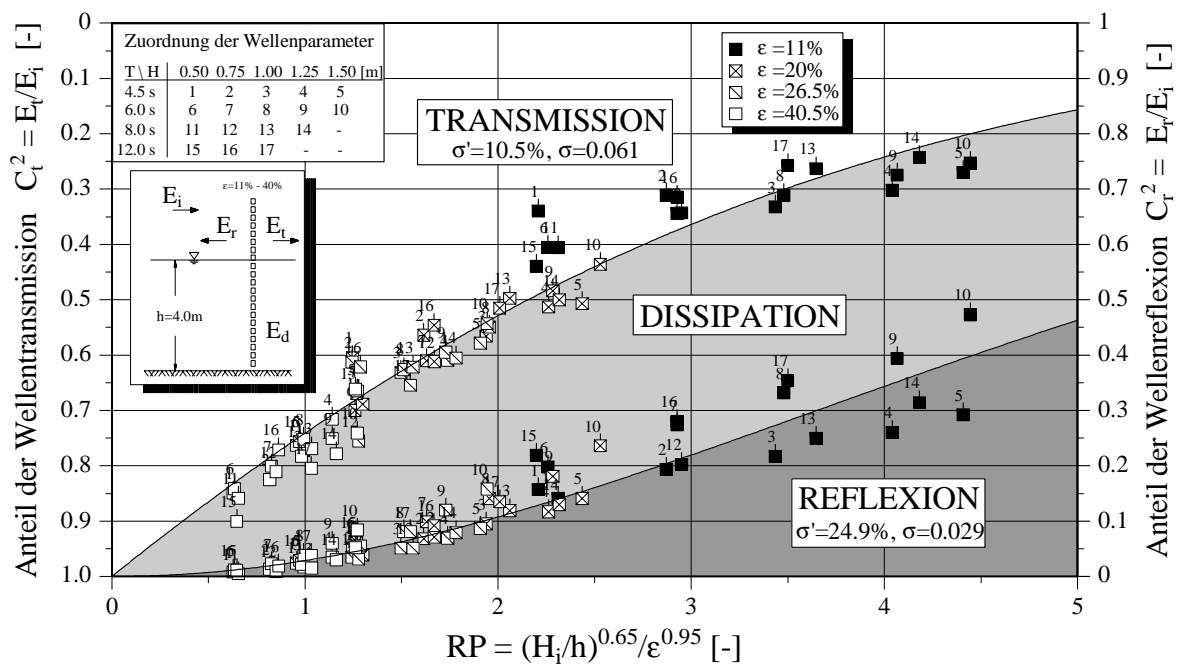


Abb. 62: Hydraulische Wirksamkeit einer vertikalen durchlässigen Wand unter Einwirkung regelmäßiger Wellen.

Der funktionale Zusammenhang zwischen dem Reflexionsparameter RP und dem Reflexionskoeffizienten C_r ergibt sich zu:

$$C_r = 0.95 \tanh(0.18 RP) \quad (20)$$

mit $\sigma' = 16.7\%$, $\sigma = 0.051$

Die Funktion nähert sich für $\varepsilon = 0\%$ (undurchlässige Wand) asymptotisch einem maximalen Reflexionskoeffizienten $C_r = 0.95$ an, der die Ergebnisse theoretischer wie auch empirischer Abschätzungen für undurchlässige vertikale Strukturen bestätigt (Goda u. Abe, 1968).

Der Transmissionskoeffizient C_t kann näherungsweise mit Gl. (21) ermittelt werden:

$$C_t = 1 - \tanh(0.14 \text{ RP}) \quad (21)$$

$$\sigma' = 5.1\%, \quad \sigma = 0.039$$

Die in Abb. 62 angegebenen absoluten und relativen Standardabweichungen beziehen sich auf die Anteile der Wellenenergie und differieren daher von den Angaben in Gl. (20) und (21).

Die Dissipation von Seegangsenergie an Einzelwänden ist eng an die Ausprägung der Wellentransmission und an eine optimale Porosität ε gebunden. Bei sehr hohen Wellen kann durch den erhöhten Fließwiderstand sogar eine Abnahme der Energiedissipation hervorgerufen werden, da lediglich ein reduzierter Anteil der Welle die Bauwerksöffnungen passiert. In den durchgeführten Untersuchungen bewirkt eine Einzelwand mit einer Porosität von $\varepsilon = 11\%$ für Wellenhöhen $H \leq 1.0\text{m}$ eine maximale Dissipation, höhere Wellen bis $H = 1.5\text{m}$ benötigen eine größere Porosität von etwa $\varepsilon = 15\%$ (abgeschätzt). Eine Struktur mit entsprechend hohem Wirkungsgrad sollte daher einen Reflexionsparameter $\text{RP} = 2.5 - 4.5$ aufweisen. Eine zusätzliche Steigerung der Energiedissipation ist nur durch den Einsatz weiterer Wände realisierbar.

Die Ergebnisse, die für regulären Seegang ermittelt wurden, sind weitgehend auf Seegangsspektren übertragbar. Durch die vergleichsweise lange Zykluszeit von Wellenspektren wird zusätzlich die Wellenreflexion der Sandböschung in die Analyse einbezogen, die nicht durch RP beschrieben werden kann, sondern vielmehr eine Funktion der Iribarren-Zahl (z.B. Battjes, 1974) ist. Insbesondere niedrige langperiodische Wellen, die einerseits die Filterwand relativ ungehindert durchlaufen und andererseits an der Sandböschung stark reflektieren (Reflexionsbrecher), führen zu einer erhöhten Gesamtreflexion vor dem Bauwerk (Abb. 63, Ziffern 11, 15, 16; quadratische Symbole). Die zusätzliche böschungsinduzierte Reflexion verstärkt sich mit Zunahme der Wanddurchlässigkeit (im Bereich $0.6 < \text{RP} < 1.4$), die Gesamtreflexion bleibt dennoch gering ($E_r < 20\%$). Die Wellentransmission am Bauwerk wird hingegen kaum durch die Strandreflexion beeinflusst. Dieses unterschiedliche Ergebnis wird auch durch die relativen und absoluten Standardabweichungen der nach Gl. (20) und (21) berechneten Reflexions- und Transmissionskoeffizienten bestätigt (Tab. 8).

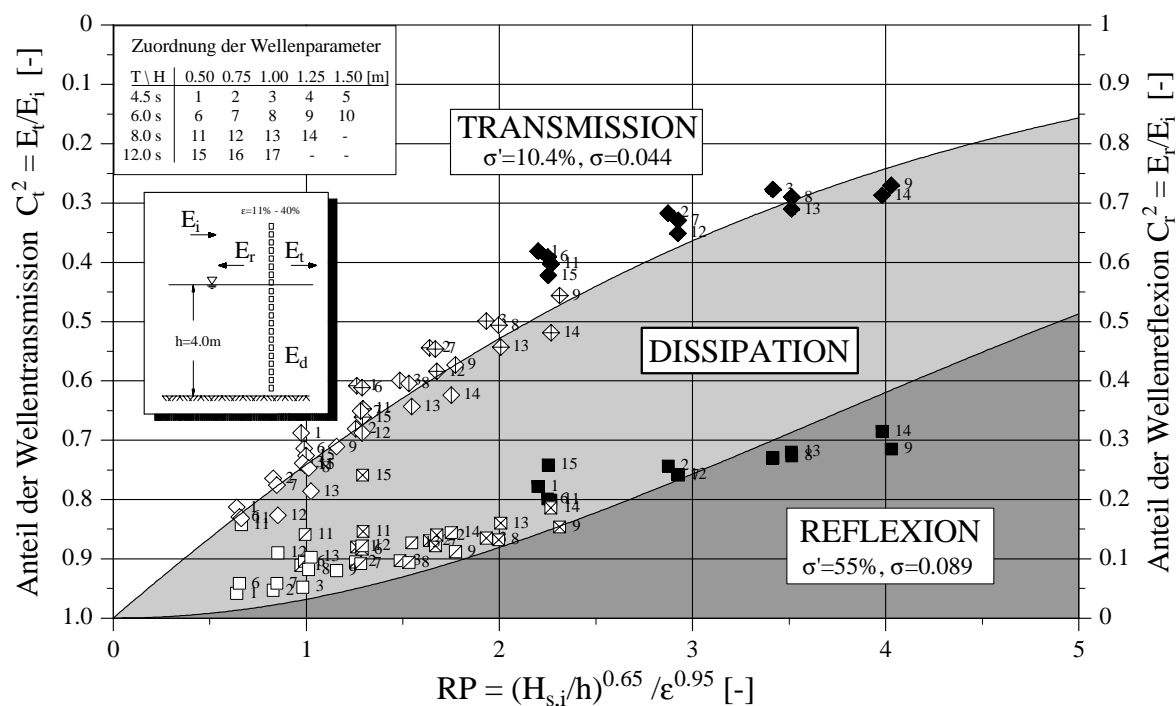


Abb. 63: Seegangs-Struktur-Interaktion einschließlich Berücksichtigung des Strandeinflusses unter Einwirkung von Wellenspektren.

Tab. 8: Standardabweichungen der berechneten C_r - und C_t -Werte für Wellenspektren

	σ' (relativ)	σ (absolut)
Reflexionskoeffizient C_r	36.6%	0.142
Transmissionskoeffizient C_t	4.5%	0.034

5.1.3 Zusammenfassung: Wellendämpfung am Einzelfilter

Die Ergebnisse bezüglich der Wellendämpfung an einzeln stehenden durchlässigen Wänden können wie folgt zusammengefaßt werden:

- Bestehende theoretische Ansätze zur Berechnung der Wellentransmission an durchlässigen Einzelwänden unterschätzen teilweise den tatsächlich gemessenen Transmissionskoeffizienten erheblich.
- Neben der Wandporosität besitzt die relative Wellenhöhe H_i/h einen entscheidenden Einfluß auf hydraulische Durchlässigkeit. Die Wellenlänge L ist hingegen aufgrund der geringen Bauwerksdicke t_b kaum für die Transmissionseigenschaften von Bedeutung.

- Die Wellenreflexion verhält sich umgekehrt proportional zur Transmission. Mit steigender Wellenhöhe und mit abnehmender Porosität verstärkt sich die Reflexionswirkung des Bauwerkes.
- Die hydraulische Wirksamkeit einer einzeln stehenden durchlässigen Wand, d.h. die Anteile reflektierter, transmittierter und dissipierter Energie, können sehr gut durch den dimensionslosen Parameter RP beschrieben werden:

$$RP = \left(\frac{H_i}{h} \right)^{0.65} / \epsilon^{0.95}$$

Der Reflexionsparameter RP, der als “dynamische Porosität“ bezeichnet werden kann, berücksichtigt indirekt die Wechselwirkung zwischen der Wasserspiegeldifferenz an der Wand und dem Fließwiderstand in den Bauwerksöffnungen.

- Die maximale Dissipation wird bei Wänden mit relativ niedriger Porosität ($\epsilon = 11\%$) induziert. Es deutet sich jedoch bereits eine Verringerung der Dissipation bei weiterer Reduzierung der Wandporosität bzw. Steigerung der Wellenhöhe an. Zur Gewährleistung maximaler Dissipation ist ein optimales Verhältnis zwischen Wellenhöhe und Wandporosität notwendig. Wird die Wand hydraulisch zu undurchlässig, nehmen die Transmission und Dissipation zugunsten der Wellenreflexion stark ab. Eine Struktur mit relativ hohem Wirkungsgrad (E_d um 40%) sollte daher einen Reflexionsparameter in der Größenordnung $RP = 2.5 - 4$ aufweisen. Eine zusätzliche Steigerung der Energiedissipation ist nur durch andere Maßnahmen (z.B. durch den Einsatz weiterer Wände) realisierbar.
- Die hydraulischen Prozesse hinsichtlich der Transmission, Reflexion und Dissipation von Seegangsenergie unter regelmäßigen Wellen sind auf Wellenspektren übertragbar. Abweichungen treten dann auf, wenn der einlaufende Seegang in einem hohem Maße an der durchlässigen Wand transmittiert und nachfolgend stark an der Sandböschung reflektiert (d.h. langperiodische Wellen geringer Höhe), so daß die ermittelten Reflexionskoeffizienten (die, im Gegensatz zu den untersuchten regelmäßigen Wellen, den Anteil der Wand- und der Böschungsreflexion beinhalten) höher als die Werte der Näherungsfunktion (Gl. 20) liegen. Der Parameter RP beschreibt lediglich die hydraulischen Prozesse an der Filterwand selbst, der Anteil der Böschungsreflexion ist z.B. unter Einbeziehung der Iribarren-Zahl zu bestimmen.

5.2 Wellendämpfung in Kammersystemen

Zur weitergehenden Optimierung von Schutzbauwerken hinsichtlich der Wellendämpfung ist es erforderlich zusätzliche Filterwände zu installieren. Um die Wellentransmission vollständig auszuschließen, wird zudem häufig eine undurchlässige Wand als landseitige Begrenzung des Bauwerks vorgesehen. Wie im Abschn. 4.2 gezeigt, werden die hydraulischen Verhältnisse in Kammersystemen durch eine derartige dichte Rückwand im Vergleich zum Einzelfilter stark verändert. Die zusätzliche Rückwand beeinflusst signifikant die Wellen-Struktur-Interaktion und damit die hydraulischen Eigenschaften der durchlässigen Filterwand in Abhängigkeit der relativen Kammerlänge B/L (vgl. Abschn. 2.2.3 und Abb. 9). In einem Kammersystem liegen darüber hinaus mehrere Reflexionsebenen vor (insbesondere bei MKS), die eine Zerlegung des einlaufenden Seegangs bewirken und zur mehrfachen Überlagerung von Teilreflexionen führen. Dadurch kann bei günstiger Gestaltung des Kammersystems eine erhebliche Verbesserung der Wellendämpfung erzielt werden.

In der Regel werden Küstenschutzbauwerke mit Wellenkammer daraufhin ausgelegt, daß eine Transmission von Wellenenergie durch Wellenüberlauf ausgeschlossen bzw. minimiert wird. Die einlaufende Seegangsenergie teilt sich somit lediglich in einen Anteil reflektierter und dissipierter Energie auf:

$$E_i = E_r + E_d \quad (23)$$

Die Energiedissipation in Kammersystemen ist im wesentlichen eine Funktion der Wellenhöhe H_i , der relativen Wassertiefe h/L , der relativen Kammerlänge B/L , der Anzahl der Filterwände n und deren Porosität ϵ :

$$E_d = f(H_i, h/L, B/L, \epsilon, n) \quad (24)$$

In bisher durchgeführten Küstenschutzbauwerken mit Wellenkammer wurde des weiteren eine Vielzahl von modifizierten Strukturtypen realisiert, deren spezifische Einflußparameter in dieser Arbeit nicht diskutiert werden (runde Form des Grundrisses, schwimmende Systeme, etc., siehe Anhang).

Bevor jedoch im nachfolgenden Abschnitt 5.3 auf die an der Wellendämpfung beteiligten Mechanismen am Beispiel der EKS detailliert eingegangen wird, soll zunächst der Einfluß der Seegangs- und Strukturrandbedingungen ermittelt und bestehende Ansätze zur Beschreibung der Wellenreflexion auf deren Anwendbarkeit überprüft werden.

5.2.1 Wellendämpfung an Einkammersystemen

5.2.1.1 Einfluß der Seegangsparameter

Der ermittelte Zusammenhang zwischen dem Reflexionskoeffizienten C_r und der Höhe H_i der einlaufenden Wellen zeigt die stark variierenden Reflexionseigenschaften von EKS1 und EKS2 im Vergleich zum Einzelfilter gleicher Porosität (Abb. 64 u. 65). Die Bandbreite der ermittelten C_r -Werte erstreckt sich zwischen rd. $0.1 < C_r < 0.8$, d.h. die Wellenreflexion ist trotz unveränderter Porosität der Frontwand stark von dem Einfluß der relativen Kammerlänge B/L geprägt. Die Maximalwerte der Seegangsreflexion liegen allerdings bereits im EKS1 mit $C_r = 0.8$ ($E_r \sim 64\%$) weit unter den Werten eines vertikalen Wellenbrechers mit undurchlässiger Front.

Niedrige Wellen durchlaufen die Frontwand nahezu ungehindert und werden an der Rückwand vollständig reflektiert. Dies wird durch Vorliegen kurzer relativer Kammerlängen, bei denen die Interaktion des Seegangs mit der durchlässigen Frontwand besonders gering ist, verstärkt. Bei ansteigender Wellenhöhe und Vergrößerung von B/L verringert sich der seewärts reflektierte Anteil der Wellenenergie (Abb. 64).

Dies wird durch die Reflexionsanalysen an EKS2 nur teilweise bestätigt (Abb. 65). Während der Trend des Wellenhöheneinflusses auf die Reflexion erhalten bleibt, zeigen sich hinsichtlich der Wellenperiode veränderte Beziehungen im Vergleich zu EKS 1, die auf den wichtigen Einfluß der relativen Kammerlänge hinweisen. Die Variation infolge der unterschiedlichen Perioden ist bei EKS2 deutlich geringer. Die Reflexionskoeffizienten

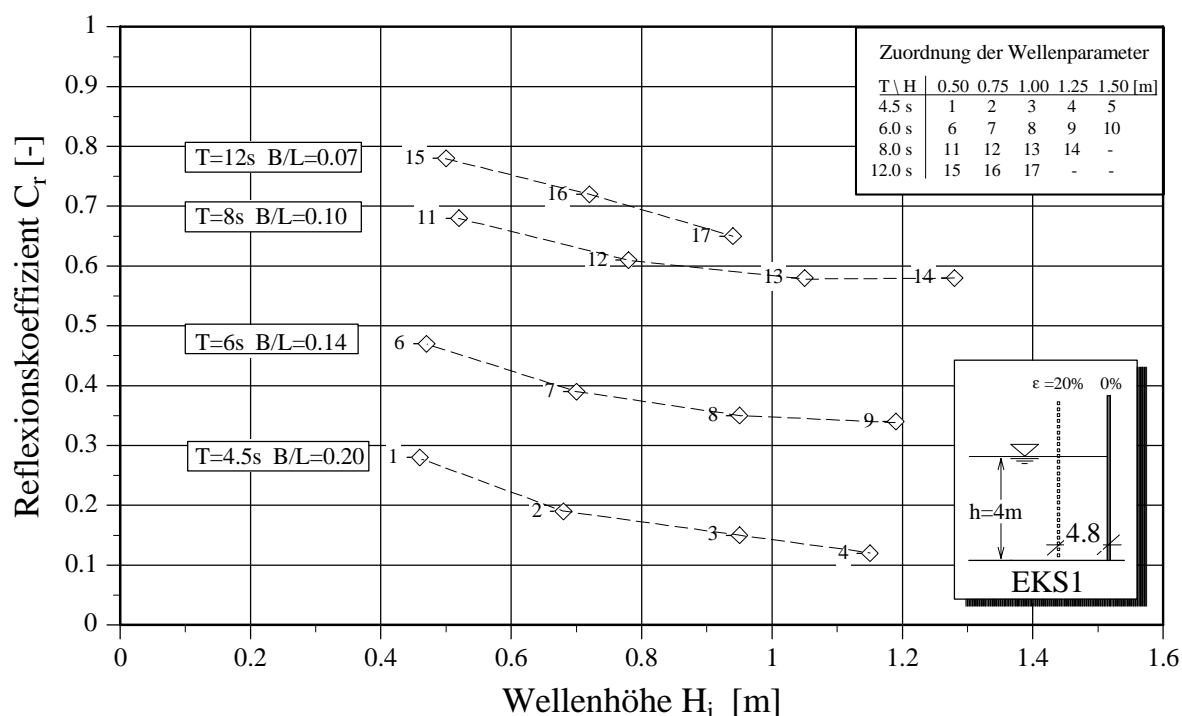


Abb. 64: Beziehung zwischen den analysierten Reflexionskoeffizienten und der Höhe H_i des einlaufenden Seegangs (reguläre Wellen, EKS1).

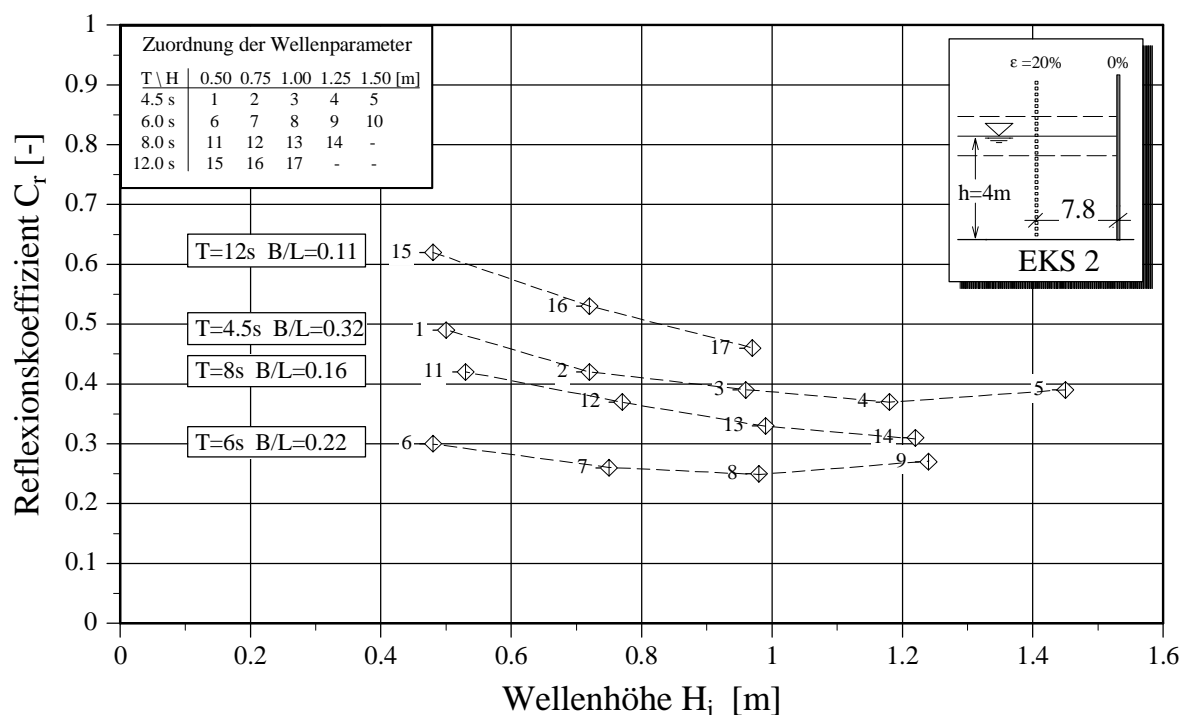


Abb. 65: Analyisierte Reflexionskoeffizienten in Gegenüberstellung mit der Wellenhöhe H_i für EKS2.

liegen beständig unter etwa $C_r = 0.60$ ($E_r \sim 36\%$). Trotz größerer Kammerlänge nehmen die minimalen C_r -Werte (rd. $C_r = 0.25$) geringfügig höhere Werte ein, als im EKS1.

5.2.1.2 Einfluß der relativen Kammerlänge und Porosität der Frontwand

Der im Zusammenhang mit den Wasserspiegelauslenkungen in Kammersystemen erläuterte Einfluß des stehenden Wellenfeldes vor der undurchlässigen Rückwand wird bei der Untersuchung der Wellenreflexion ebenfalls sehr deutlich. In dem Bereich relativer Kammerlängen B/L , in dem aufgrund der hohen Horizontalgeschwindigkeiten eine starke Interaktion zwischen dem Seegang und der durchlässigen Frontwand stattfindet (B/L etwa 0.2-0.25), ist die Wellendämpfung am stärksten ausgeprägt (Abb. 66). Darüber hinaus wird in diesem Bereich die Phasenbeziehung der Teilreflexionen von Front- und Rückwand optimal, d.h. die Reflexionsanteile überlagern sich destruktiv.

Die theoretisch ermittelten Beziehungen des Reflexionskoeffizienten zur relativen Kammerlänge nach *Kondo* (1979) sowie *Fugazza u. Natale* (1992) erfassen den Einfluß der Frontwandporosität nicht und ergeben wesentliche Abweichungen untereinander (Abb. 66). Beide Ansätze gehen davon aus, daß sich mit zunehmender Porosität der Frontwand (einem optimalen Wert zustrebend) das Minimum an Wellenreflexion reduziert, und daß das Kammersystem stärker selektiv auf variable Seegangsbedingungen reagiert. Sie divergieren jedoch hinsichtlich der optimalen Porosität der Frontwand, die

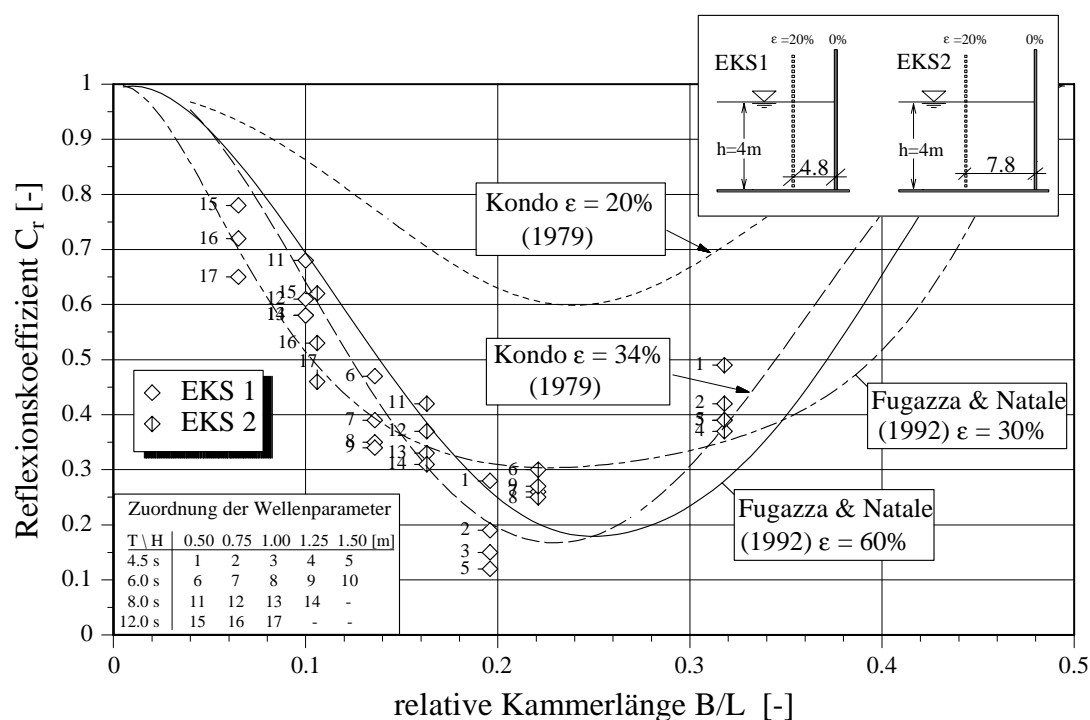


Abb. 66: Analyisierte Reflexionskoeffizienten und theoretische Ansätze für EKS in Abhängigkeit der relativen Kammerlänge.

vornehmlich die Größenordnung der Reflexionsanteile bestimmt.

Weiterhin läßt sich aus Abb. 66 erkennen, daß neben der relativen Kammerlänge ein zusätzlicher Einfluß der Wellenlänge L besteht, der dazu führt, daß im Bereich optimaler Phasenbeziehungen ($B/L = 0.2$) langperiodische Wellen (EKS2, Ziffer 6-9, $T = 6s$) stärker reflektieren als kurzperiodische Wellen (EKS1, Ziffer 1-5, $T = 4.5s$). Dies ist sowohl der Energieverteilung über die Wassertiefe als auch der unterschiedlichen Form des Wellenprofils zuzuordnen, dessen Einfluß in Abschn. 5.3 genauer untersucht wird.

Sawaragi u. Iwata (1973) berücksichtigen die Reflexionseigenschaften der Frontwand unter Annahme eines C_r -Wertes und umgehen dadurch eine Zuordnung der Strukturporosität zu deren hydraulischen Eigenschaften. Zur Berechnung der Gesamtreflexion nach *Sawaragi u. Iwata* wurden nachfolgend exemplarisch zwei Reflexionskoeffizienten der Frontwand $C_{r,1} = 0.25$ (Abb. 67a), bzw. $C_{r,1} = 0.35$ (Abb. 67b) gewählt, die die in den Versuchen an EKS1 und EKS2 analysierte Gesamtreflexion näherungsweise wiedergeben. Mit zunehmender Durchlässigkeit der Frontwand steigt die Kammerwirkung nach dem theoretischen Modell erkennbar an. Der Ansatz des Dämpfungskoeffizienten α zur Beschreibung der Energiedissipation in der Wellenkammer führt zu einer Verringerung der Gesamtreflexion über dem gesamten Bereich zwischen $0 < B/L < 0.5$. Dies ist jedoch wenig sinnvoll, da die Grenzbedingungen für $B/L = 0, 0.5, 1.0$, etc. nicht eingehalten werden (die Dissipation muß hier gegen Null, d.h. $\alpha \rightarrow 1.0$, gehen). Nach den Ergebnissen des theoretischen Modells ist der Anteil der Energiedissipation in den analysierten

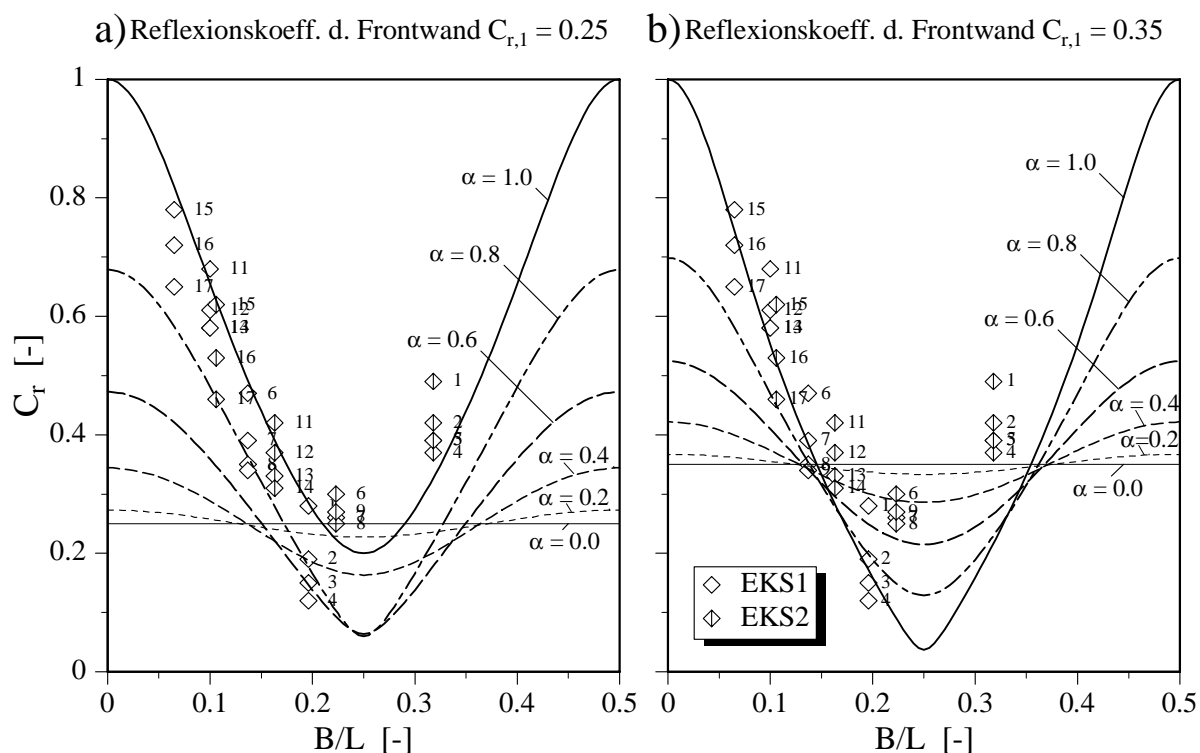


Abb. 67: Verlauf des nach *Sawaragi u. Iwata* (1973) berechneten Reflexionskoeffizienten über B/L in Abhängigkeit der Frontwandreflexion $C_{r,1}$ und des Dämpfungsbeiwertes α im Vergleich zu EKS1 u. EKS2.

EKS sehr gering. Während das längere Kammersystem (EKS2) unter Annahme einer geringeren Reflexion der Frontwand ($C_{r,1} = 0.25$, Abb. 67a) treffender wiedergegeben wird, wird die Gesamtreflexion von EKS1 bei Ansatz einer stärkeren Frontwandreflexion besser reproduziert ($C_{r,1} = 0.35$).

Die hier vorgestellten Ansätze zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen relativer Kammerlänge und der Reflexion von Seegangsenergie weisen darauf hin, daß (i) mit zunehmender Durchlässigkeit der Filterwand eine Reduktion der minimalen Wellenreflexion erreicht wird, aber (ii) zugleich dieser hohe Grad der Wellendämpfung sich nur für einen sehr engen Bereich von Wellenlängen einstellt. Eine optimale Porosität ist dabei nur unter der Berücksichtigung der Seegangsbedingungen festzulegen, wie auch die Untersuchungen am Einzelfilter (Abschn. 5.1) gezeigt haben.

5.2.1.3 Einfluß der Wassertiefe

Der zusätzliche Einfluß der Wassertiefe h auf die hydraulische Wirksamkeit von Kammersystemen wurde anhand von EKS 2 untersucht. Abnehmende (relative) Wassertiefen bewirken eine Verformung des Wellenprofils, welches die Überlagerung von Teilreflexionen beeinträchtigen kann (siehe Vergleich zwischen EKS1 und EKS2 in Abb. 66). Darüber hinaus wird eine gleichmäßigere Verteilung der Horizontalgeschwindigkeiten über die Wassersäule hervorgerufen, die den Fließwiderstand an der durchlässigen Frontwand erhöht und die Energiedissipation insbesondere kleiner Wellenhöhen verstärkt. Zusätzlich steigt der Anteil der Frontwandreflexion, d.h. die Amplituden der Teilreflexionen und deren Überlagerung wird beeinflusst.

Bei Vorliegen größerer Wassertiefen liegt der Minimalwert der Wellenreflexion (bei optimalem B/L) niedriger als bei geringerer Wassertiefe (Abb. 68). Dies deutet darauf hin, daß bei abnehmendem Flachwassereinfluß der Überlagerungseffekt durch die symmetrische Wellenform stärker ausgeprägt ist. Nachteilig ist jedoch, daß in diesem Fall die Wellenreflexion beidseits der optimalen Kammerlänge steiler ansteigt, worauf in Abschn. 5.3 genauer eingegangen wird. Die optimale relative Kammerlänge weicht dabei in allen Fällen nur geringfügig vom theoretischem Wert ab (B/L etwa 0.22 - 0.26).

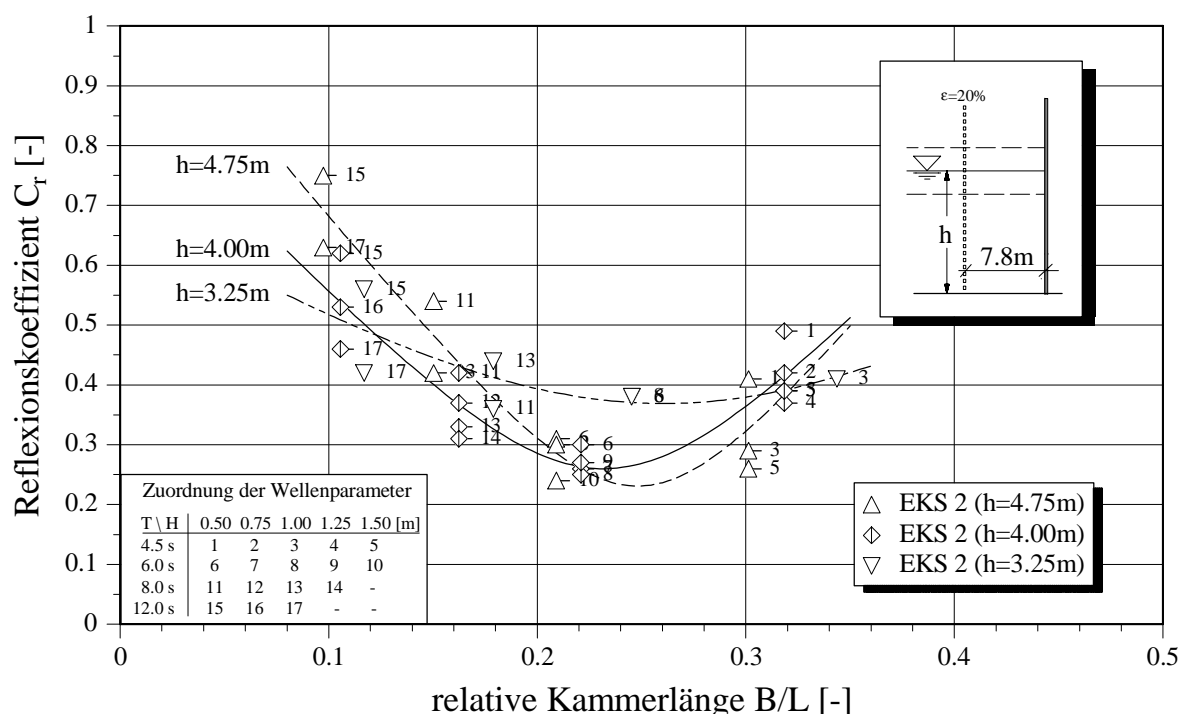


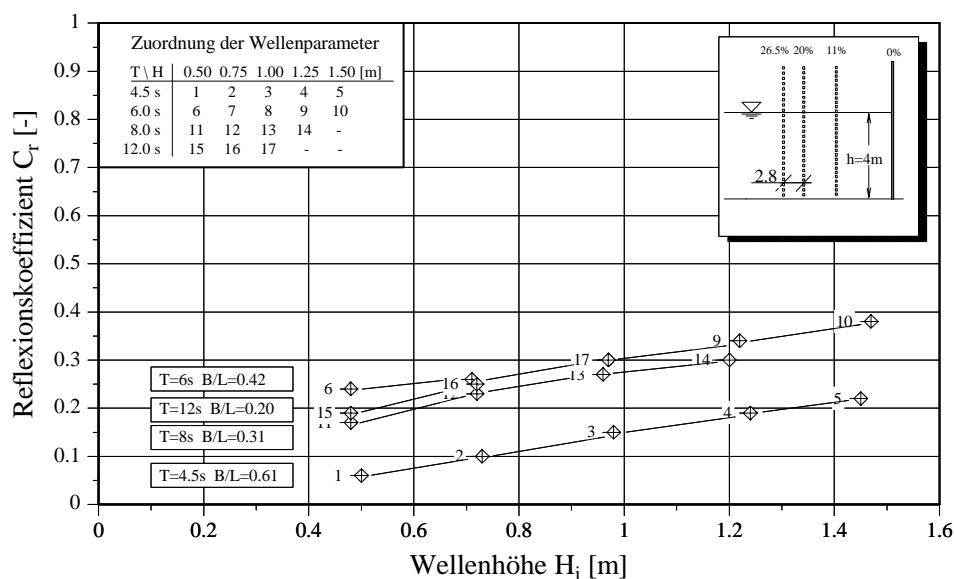
Abb. 68: Ermittelte Reflexionskoeffizienten in Gegenüberstellung mit der relativen Kammerlänge für EKS 2 unter Variation der Wassertiefe.

5.2.2 Wellendämpfung an Mehrkammersystemen

5.2.2.1 Einfluß der Seegangparameter

Durch die zusätzliche Installation weiterer Filterwände ist eine starke Verbesserung der Wellendämpfung im Vergleich zu einem Einkammersystem erzielbar. Die gemessenen C_r - Werte liegen zwischen $0.08 < C_r < 0.38$ (Abb. 69) und weisen einen geringeren Einfluß der Wellenhöhe H_i auf.

a) MKS1



b) MKS2

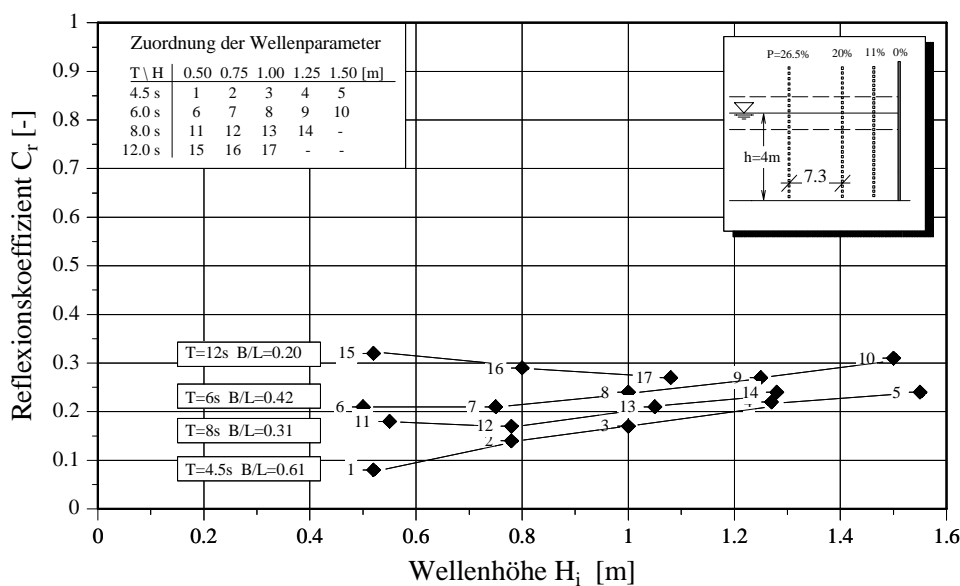


Abb. 69: Analysierte Reflexionskoeffizienten in Gegenüberstellung mit der Wellenhöhe H_i für a) MKS1 und b) MKS2.

Im Gegensatz zu den EKS steigt die Gesamtreflexion des Bauwerks mit zunehmender Wellenhöhe an. Da größere Wellenhöhen eine stärkere Dissipation hervorrufen, kann dieser Effekt nur der verstärkten Reflexion an der verhältnismäßig durchlässigen see-wärtigen Wand ($\varepsilon = 26.5\%$) zugeordnet werden.

5.2.2.2 Einfluß der Bauwerksparameter

Der Vorteil von Mehrkammersystemen liegt u.a. darin, daß auch vergleichsweise kurzperiodische Wellen effektiv absorbiert werden (Abb. 70), die bei den EKS aufgrund des ungünstigen B/L Verhältnisses zur verstärkten Wellenreflexion führen. Zur Definition der relativen Kammerlänge ist bei den MKS der Abstand zwischen seewärtiger Filterwand und Rückwand ($B = 15\text{m}$) als maßgebend herangezogen worden. Durch die zusätzlichen durchlässigen Wände im Kammersystem kommt es zur stärkeren Zerlegung der Wellen. Die erneute Überlagerung der Teilreflexionen geschieht phasenverschoben, so daß die Wasserspiegelauslenkungen und damit der Anteil der reflektierten Energie verringert werden.

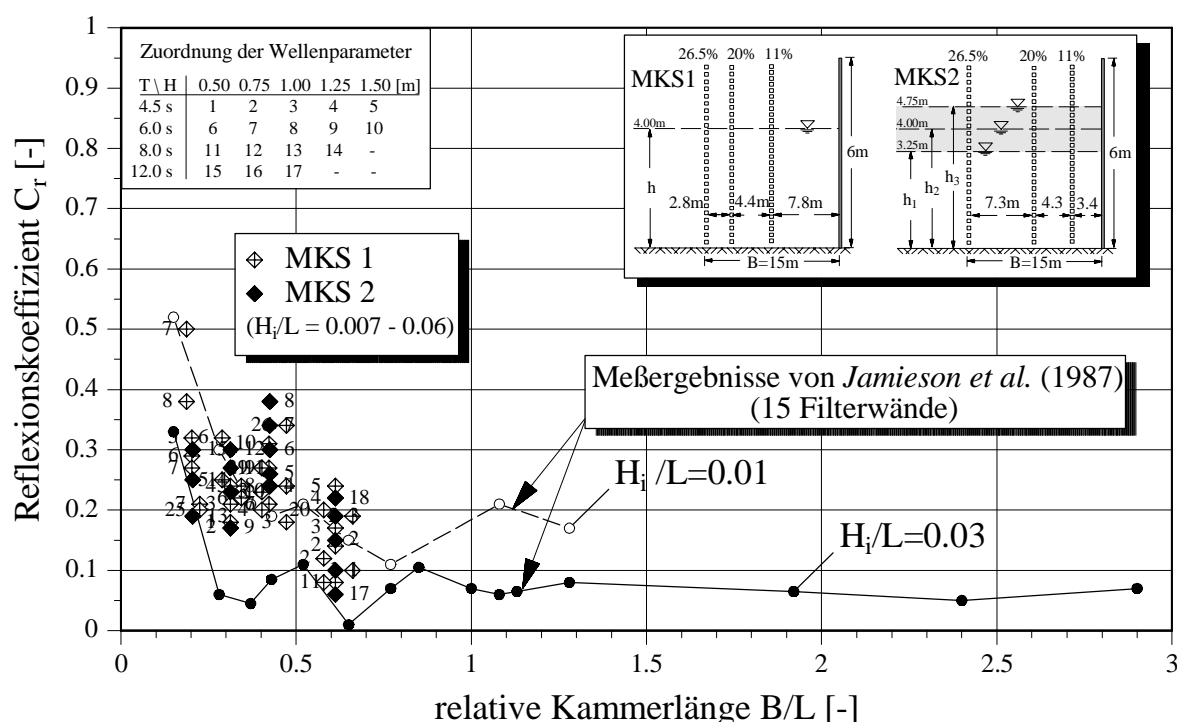


Abb. 70: Analyisierte Reflexionskoeffizienten der MKS ($h = 3.25 - 4.75\text{m}$, regelmäßige Wellen) in Gegenüberstellung mit Messungen von Jamieson u. Mansard (1987).

Die Wellendämpfung von Kammersystemen, deren Filterzahl die in den untersuchten MKS ($n=3$) übersteigt, wird nur geringfügig verbessert. Dies zeigt die Gegenüberstellung der gemessenen Reflexionskoeffizienten mit den Ergebnissen der experimentellen

Untersuchungen von *Jamieson u. Mansard* (1987) an einem Vielkammersystem mit undurchlässiger Rückwand (15 Filterwände mit unterschiedlicher, in Wellenanlaufrichtung abnehmender Porosität). Deutlich wird, daß für sehr lange Kammersysteme ($B/L > 0.5$) keine weitere signifikante Verbesserung der Dämpfungseigenschaften stattfindet, wohingegen die Variationen des analysierten Reflexionskoeffizienten in diesem Bereich abnehmen (Abb. 70).

5.2.2.3 Einfluß der Wassertiefe

Der zusätzliche Einfluß der Wassertiefe h auf die hydraulische Wirksamkeit von Mehrkammersystemen zeigt weitgehend einen ähnlichen Verlauf wie bei Einkammersystemen. In Mehrkammersystemen ist der Anteil der Energiedissipation an der Wellendämpfung offensichtlich signifikanter als bei den EKS. Bei stark ausgeprägtem Flachwasser-einfluß ($h = 3.25\text{m}$) liegen daher die C_r -Werte generell sehr niedrig (Abb. 71). Bei Vorliegen relativ großer Kammerlängen ($B/L > 0.3$) geht der Einfluß der Wassertiefe jedoch stark zurück.

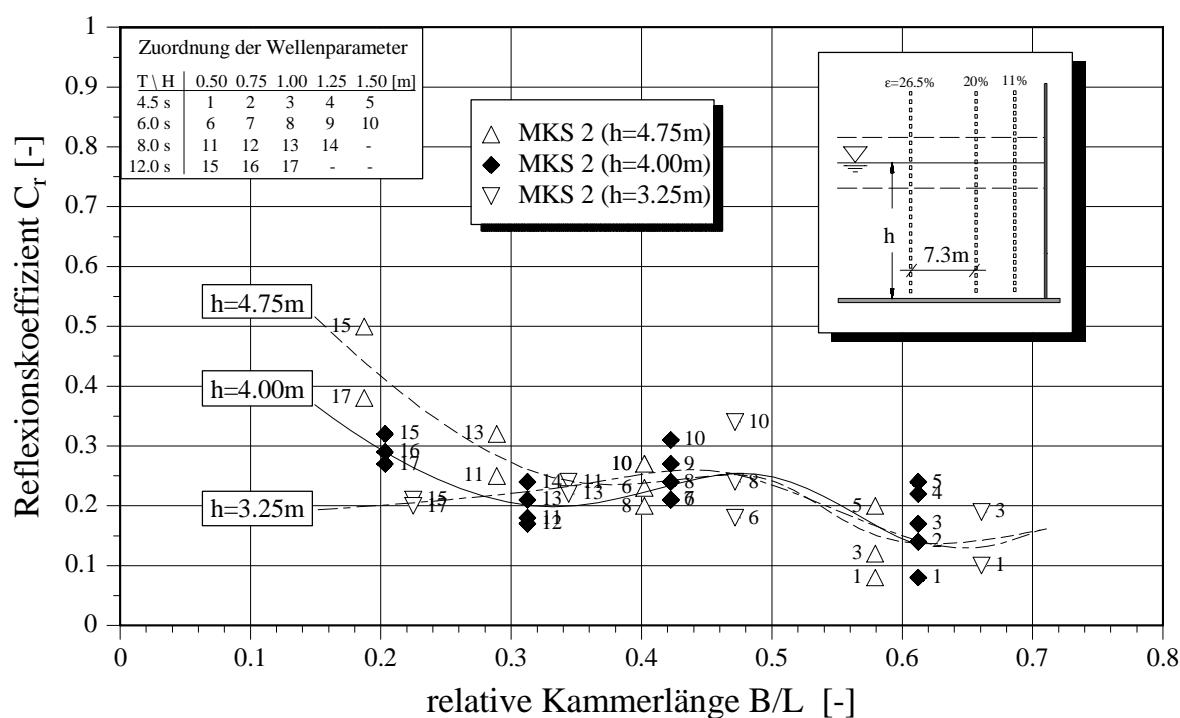


Abb. 71: Ermittelte Reflexionskoeffizienten in Gegenüberstellung mit der relativen Kammerlänge für MKS 2 unter Variation der Wassertiefe (regelmäßige Wellen).

5.2.3 Vergleich der Reflexionseigenschaften von Kammersystemen und Einzelfiltern

Die Gegenüberstellung der Reflexionseigenschaften der Kammersysteme mit den Ergebnissen der Messungen an Einzelfiltern erfolgt anhand des für Einzelwände ermittelten Reflexionsparameters RP. Für die EKS wurde dazu der Einzelfilter entsprechend der Frontwandporosität mit $\varepsilon = 20\%$, für die MKS der Einzelfilter mit der Porosität der seewärtigen Filterwand ($\varepsilon = 26.5\%$) herangezogen (Abb. 72 u. 73).

Beim Vergleich der Reflexionseigenschaften der EKS mit denen der einzeln stehenden Wand (vgl. Abb. 72) zeigt sich, daß der Einfluß der Wellenhöhe hinsichtlich der ermittelten Reflexion im umgekehrten Verhältnis steht. Langperiodische als auch niedrige Wellen werden im EKS stärker reflektiert ($C_r \sim 0.28 - 0.78$) als bei der einzeln stehenden Filterwand, wo - nahezu unabhängig von der Wellenperiode - Reflexionskoeffizienten $C_r = 0.20 \sim 0.25$ ermittelt wurden. Die Gründe hierfür liegen in der undurchlässigen Rückwand des Kammersystems. Bei ungünstiger (d.h. zu kurzer oder zu langer) Kammerlänge wird nur ein geringer Phasenversatz der Teilreflexionen sowie eine mäßige Energiedissipation an der Filterwand hervorgerufen. Selbst bei einer vergleichsweise geringen Filterdurchlässigkeit von $\varepsilon = 20\%$ wird die Gesamtreflexion des Systems durch die Reflexion an der Kammerrückwand dominiert.

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse der Reflexionsanalysen von Einzelfilter und MKS (Porosität der Frontwand $\varepsilon = 26.5\%$) zeigt hingegen ein beträchtliches Dämpfungsvermögen der Mehrkammersysteme (Abb. 73). Nahezu bei allen untersuchten Seegangsrandbedingungen liegen die Reflexionskoeffizienten der MKS in der Größenordnung der des Einzelfilters, teilweise sogar bis zu 10% darunter. Bis zu 99% der Seegangenergie werden im Mehrkammersystem dissipiert (bzw. durch destruktive Interferenz eliminiert).

Wie am Einzelfilter steigt im MKS der Anteil der reflektierten Energie mit der Wellenhöhe an. Bedingt durch das hohe Dämpfungsvermögen der MKS ist der Anteil der verbleibenden Wellenreflexion offensichtlich den Struktureigenschaften der seewärtigen Filterwand zuzuordnen (hier $\varepsilon = 26.5\%$). Eine weitere signifikante Verringerung der Wellenreflexion bei gleichen Seegangsverhältnissen ist vermutlich nur durch die Installation einer zusätzlichen durchlässigeren seewärtigen Filterwand realisierbar.

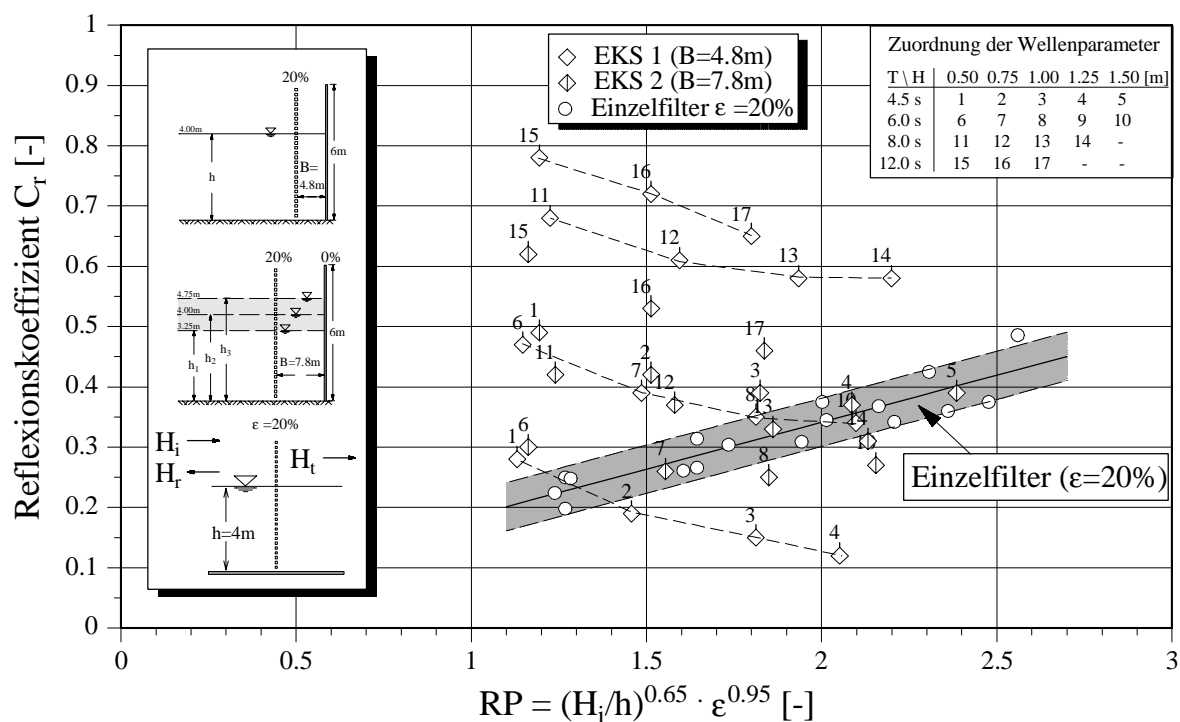


Abb. 72: Gegenüberstellung der Reflexionskoeffizienten des Einzelfilters ($\epsilon=20\%$) und der Einkammersysteme.

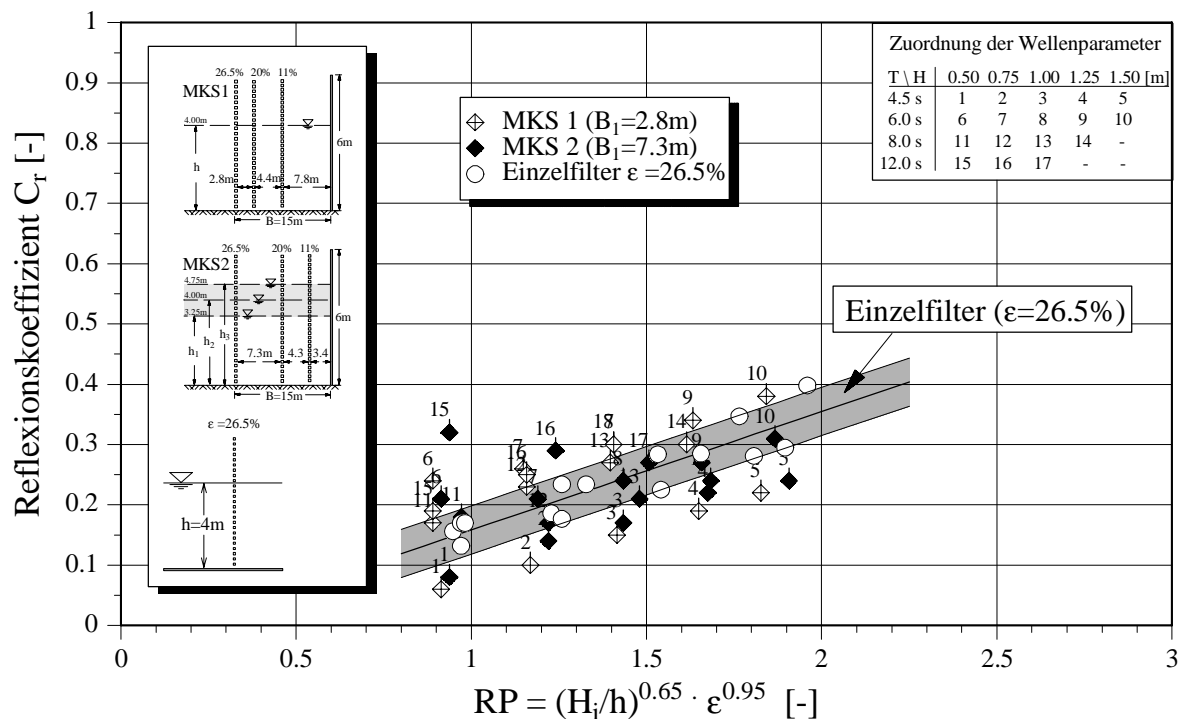


Abb. 73: Gegenüberstellung der analysierten Reflexionskoeffizienten des Einzelfilters ($\epsilon=26.5\%$) und der Mehrkammer-Absorber.

5.2.4 Vergleich der Reflexionseigenschaften von Ein- und Mehrkammersystemen

Der direkte Vergleich der Reflexionseigenschaften von Ein- und Mehrkammersystemen bestätigt die höhere Effizienz der MKS, die im wesentlichen daraus resultiert, daß

- eine relativ hohe Porosität der seewärtigen Filterwand eine verstärkte Transmission der Seegangsenergie in das System und gleichzeitig eine Reduktion der Frontwandreflexion bewirkt,
- eine größere Anzahl von Wänden eine höhere Energiedissipation in den Wellenkammern und eine stärkere Zerlegung der einlaufenden Welle in zahlreiche Teilreflexionen hervorruft,
- die Position der durchlässigen Frontwand im stehenden Wellenfeld im MKS eine viel geringere Rolle spielt als im EKS

Die sehr effektive Wellendämpfung der MKS ist von der Frequenz des einlaufenden Seegangs nahezu unabhängig, wenn das Kammersystem eine Länge von $0.3L$ überschreitet (vgl. Abb. 74 u. 75).

Während bei den Versuchen mit regelmäßigen Wellen (Abb. 74) ein optimaler B/L - Wert aufgrund der unterschiedlichen Verhältnisse bei EKS1 und EKS2 nur undeutlich erkennbar ist, kann für Wellenspektren eine minimale Wellenreflexion eindeutig bei etwa $B/L = 0.2$ festgestellt werden. Die Werte der ermittelten Reflexionskoeffizienten unter Einfluß von Wellenspektren liegen in diesem Bereich um 15-20% höher als die C_r - Werte regelmäßiger Wellen.

Bei Kammerlängen $B/L > 0.3$ kann für MKS festgestellt werden, daß bei regelmäßigem Seegang ein stärkerer Einfluß der Wellenhöhe (hohe Wellen bewirken eine ausgeprägte Reflexion an der Frontwand) und eine stärkere Variation der Reflexionseigenschaften mit B/L auftritt.

Die Unterschiede zwischen regelmäßigen Wellen und Seegangsspektren liegen darin begründet, daß im Seegangsspektrum Wellen verschiedener Amplitude und Wellenlänge aufeinander folgen, deren Phasenbezug ebenfalls zufallsverteilt ist. Dadurch ist die Position der maximalen horizontalen Partikelgeschwindigkeiten aber auch die günstige Überlagerung von Teilreflexionen veränderlich. Andererseits ist in einem Wellenspektrum eine relativ breite Variation von Wellenlängen und Wellenhöhen enthalten, infolgedessen prägt sich deren Beziehung zu den Randbedingungen und damit die Selektivität der Dämpfungseigenschaften weniger stark aus.

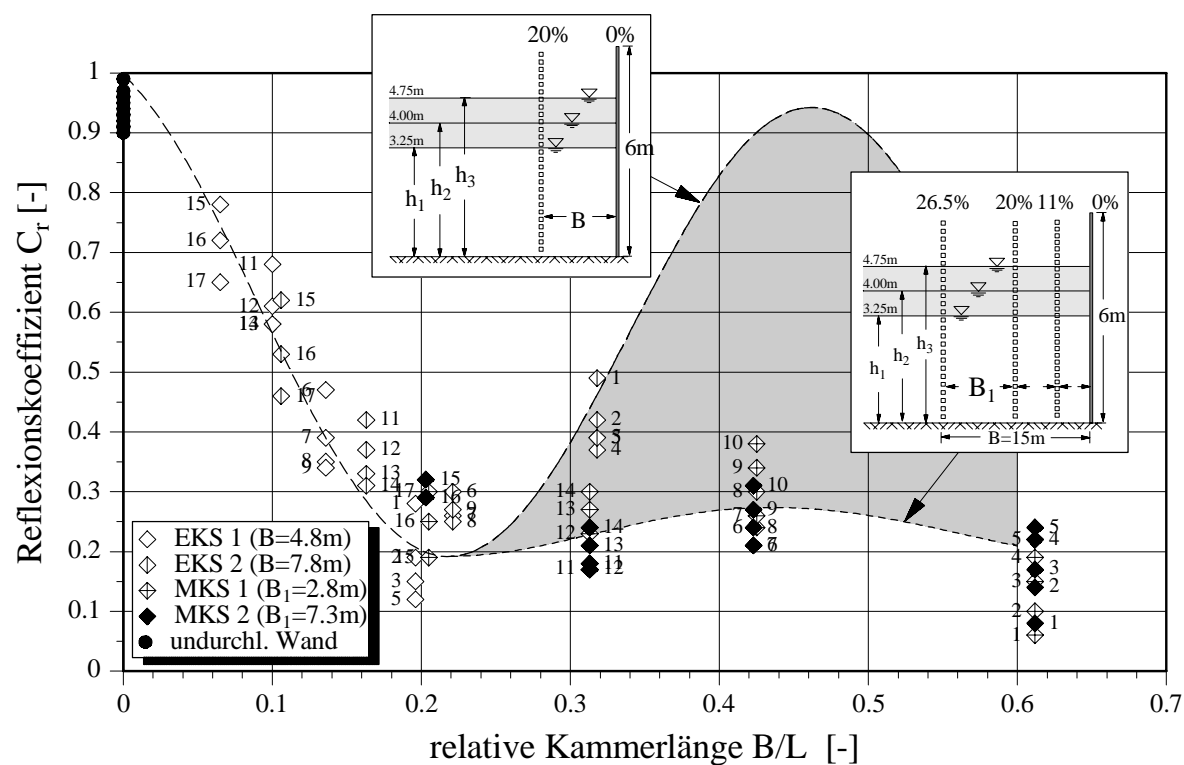


Abb. 74: Vergleich der Reflexionseigenschaften der untersuchten EKS und MKS (regelmäßige Wellen).

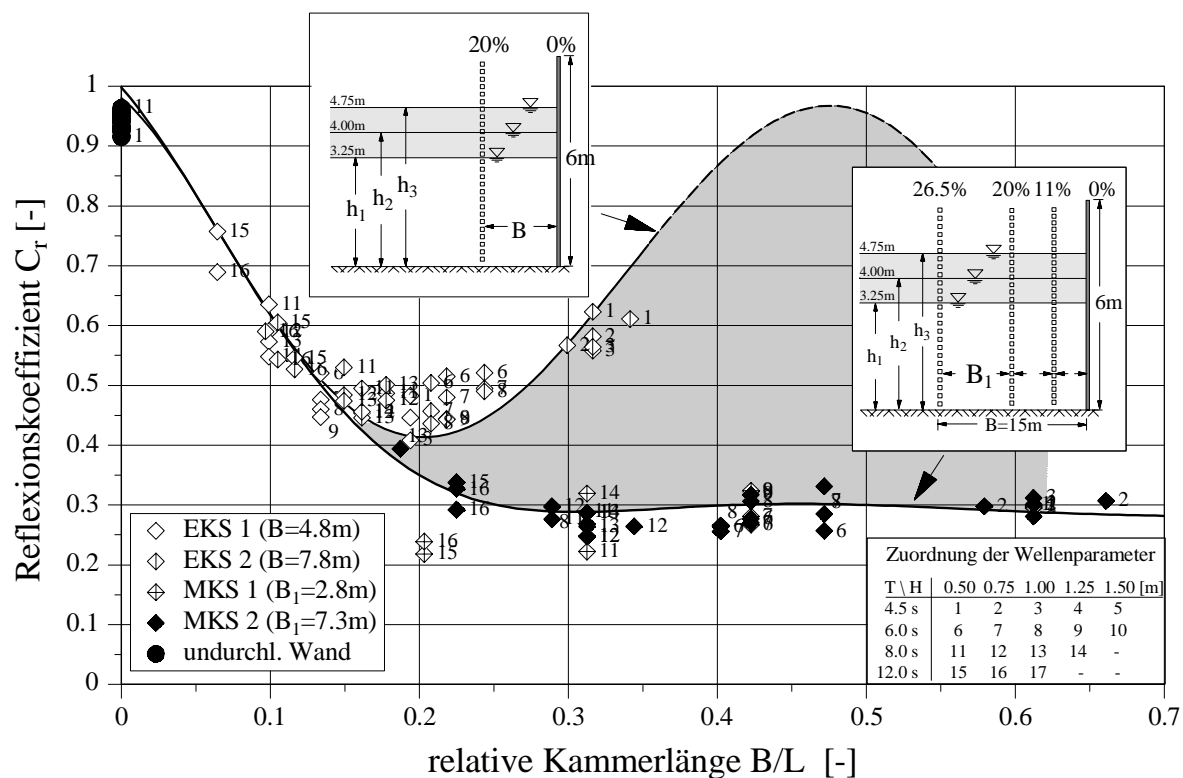


Abb. 75: Vergleich der Reflexionseigenschaften der untersuchten EKS und MKS (Wellenspektren).

5.2.5 Zusammenfassung: Wellendämpfung in Kammersystemen

Bei zweckmäßiger Gestaltung sind Kammersysteme den Einzelfiltern hinsichtlich der Energiedissipation überlegen. Dadurch, daß jedoch im Gegensatz zu Einzelfiltern die Transmission von Energie unterbunden wird, ist andererseits von einem Anstieg der Wellenreflexion auszugehen. Um die Reflexion von Systemen mit Wellenkammer im Vergleich zu einzeln stehenden Filterwänden nicht zu verstärken, muß

- die "dynamische Durchlässigkeit" der seewärtigen Filterwand in einem Kammersystem mindestens der eines Einzelfilters entsprechen,
- die durch die seewärtige Filterwand in die Wellenkammer transmittierte Energie dissipiert werden und/oder durch günstige Überlagerung der Teilreflexionen zu einer gegenseitigen Auslöschung der Amplituden führen.

Wesentliche Einflußparameter der Wellenreflexion von Kammersystemen stellen die relative Kammerlänge und die "dynamische Durchlässigkeit" der Frontwand dar. Das Minimum der Wellenreflexion stellt sich für Einkammersysteme bei einer relativen Kammerlänge von etwa $B/L = 0.2$ ein. Die Verschiebung des optimalen B/L Verhältnisses vom theoretischen Wert ($B/L = 0.25$) wird vermutlich durch den Phasenversatz beim Durchlaufen der Frontwand bewirkt.

Darüber hinaus muß die Form des Wellenprofils berücksichtigt werden, welches näherungsweise durch die relative Wassertiefe h/L beschrieben wird und Auswirkungen auf das stehende Wellenfeld, die Geschwindigkeitsverteilung und die Überlagerung von Teilreflexionen besitzt. Der Bezug zur relativen Kammerlänge ist hier durch die horizontale Oszillation des Schwingungsknotens weniger ausgeprägt. Mit ansteigender Wassertiefe liegen im Bereich der jeweiligen optimalen Kammerlänge geringere C_r -Werte vor, die jedoch beidseitig des Minimums stark ansteigen.

Das Reflexionsverhalten von Wellenspektren ist ähnlich dem bei regelmäßigen Wellen. Die ermittelten Reflexionskoeffizienten weisen jedoch wesentlich geringere Streuungen untereinander und geringer ausgeprägte Abhängigkeiten zu den Strukturparametern auf. Dieser Effekt wird durch die zufallsverteilte Phasenbeziehung der Wellenfolge in einem Seegangsspektrum hervorgerufen.

Bestehende und in dieser Arbeit überprüfte theoretische Modelle zur Ermittlung des Reflexionskoeffizienten von Kammersystemen berücksichtigen die maßgebenden hydraulischen Prozesse unzureichend. Dies trifft insbesondere auf die Durchlässigkeit der Frontwand, den Phasenbezug der Teilreflexionen und den Ansatz der Energiedissipation zu. Die Versuchsergebnisse werden durch die Berechnung nach *Sawaragi et al.* (1979) bei Ansatz einer Frontwandreflexion von $C_{r,1} = 25\%$ (überwiegend) konservativ pro-

gnostiziert, während *Kondo* (1979) die gemessene Wellenreflexion um bis zu 100% überschätzt.

Vergleich der Ein- und Mehrkammersysteme

Die Wellenreflexion eines Kammersystems ist sowohl von der Dissipation in der Wellenkammer als auch der Reflexion an der seewärtigen Filterwand abhängig. Die optimalen hydraulischen Eigenschaften der Frontwand müssen in Abhängigkeit der Arbeitsweise eines Systems festgelegt werden. Je nach Dissipationsvermögen der Kammersysteme ergeben sich folgende Eigenschaften:

- *Die Energiedissipation im Kammersystem ist gering (EKS):* Der in die Wellenkammer transmittierte Anteil der Energie wird an der Rückwand nahezu vollständig reflektiert und zu einem großen Teil aus der Kammer seewärts zurück transmittiert. Bei sehr durchlässiger Frontwand bildet die Reflexion an der undurchlässigen Rückwand den maßgeblichen Anteil der Gesamtreflexion des Bauwerks. Daher muß in einem Einkammersystem der Fließwiderstand an der Frontwand stark genug sein um die Energiedissipation beim Einströmen in die Kammer zu erhöhen. Zusätzlich werden hierdurch die Amplituden der Teilreflexionen von Front- und Rückwand angeglichen, wodurch der Überlagerungseffekt verstärkt wird.
- *Die Energiedissipation im Kammersystem ist ausgeprägt (MKS):* Der in das Kammersystem transmittierte Anteil der Seegangsenergie wird dort weitestgehend dissipiert, somit trägt die Reflexion von Seegangsenergie an der ersten Filterwand maßgeblich zur Gesamtreflexion des Kammersystems bei. Die Frontwand eines Mehrkammersystems sollte möglichst durchlässig gestaltet werden, so daß an der Frontwand lediglich höhere Wellen gedämpft werden, die andernfalls an den nachfolgenden, dichteren Wänden des Systems stark reflektieren.

Mehrkammersysteme bewirken über eine große Bandbreite von Wellenfrequenzen ein erheblich höheres Maß an Energiedissipation als durch Einkammersysteme erreichbar und reduzieren den Anteil reflektierter Energie auf lediglich 10% der einlaufenden Energie, wenn die Gesamtlänge aller Wellenkammern $B > 0.3L$ beträgt. Bei ausreichender Länge werden die Reflexionseigenschaften der MKS offenbar wesentlich von der reflektierenden Wirkung der seewärtigen Filterwand bestimmt. Mehrkammersysteme mit sehr kurzem Abstand zwischen der ersten und der zweiten Filterwand (z.B. MKS1) wirken hydraulisch dichter und ergeben somit bei ansteigender Wellenhöhe eine stärkere Zunahme der Reflexion als Mehrkammersysteme mit einer breiteren ersten Wellenkammer (z.B. MKS2).

5.3 Hydraulische Mechanismen der Wellendämpfung in einem Einkammersystem

Die globale Betrachtung der Reflexionskoeffizienten in Abhängigkeit der relativen Kammernlänge B/L deutet zunächst auf einen einfachen, mit B/L oszillierenden Verlauf hin. Unter dem Begriff “Wellendämpfung“, der für Kammersysteme letztlich die Fähigkeit des Bauwerks hinsichtlich der Verringerung von Wellenreflexion charakterisiert, stehen jedoch eine Vielzahl von einzelnen Mechanismen, die sich gegenseitig beeinflussen und deren Zusammenwirken zu einer höheren oder zu einer reduzierten Effizienz der Struktur führen. Die beobachtete Verschiebung des optimalen B/L -Wertes vom theoretischen Wert deutet auf einen derartigen zusätzlichen Zusammenhang hin. Darüber hinaus sind Unterschiede zwischen Bauwerken mit relativ kurzer (EKS1) und relativ langer Wellenkammer (EKS2) festzustellen, die auf einen systematischen Charakter hinweisen.

In diesem Abschnitt sollen daher die unterschiedlichen Mechanismen und deren Anteil an der Wellendämpfung in einem Kammersystem untersucht werden. Dies ist auch erforderlich, um den jeweiligen Beitrag der beteiligten hydraulischen Prozesse zu quantifizieren und eine bessere Einschätzung der Wirkung von veränderten Seegangs- und Bauwerksparametern zu ermöglichen. Die Energiedissipation setzt sich aus einem Anteil destruktiver Interferenz, d.h. günstiger Überlagerung zweier oder mehrerer Teilreflexionen, und einem Anteil reibungsbedingter Energieverluste zusammen. Folgende hydraulische Aspekte sollen hierbei untersucht werden:

- Aufteilung der Energie an der durchlässigen Frontwand (d.h. deren Reflexions- und Transmissionseigenschaften),
- Phasenbezug der Teilreflexionen,
- Einfluß des Wellenprofils auf die Interferenz von Teilreflexionen,
- Dissipation von Energie durch Ablösevorgänge, innere Reibung, Lufteintrag, etc.

Zur Untersuchung dieser Prozesse soll ein einfaches, auf linearer Wellentheorie basierendes Überlagerungsmodell aufgestellt werden (Abschn. 5.3.1), in das empirisch ermittelte Randbeziehungen impliziert werden. Dort, wo dies nicht möglich ist, werden Annahmen formuliert. Zur Bestimmung der Reflexionseigenschaften der Frontwand wird ein Volumenmodell entwickelt, so daß die ermittelten Amplituden der Teilreflexionen von Front- und Rückwand mit einem empirisch abgeleiteten Phasenbezug verknüpft werden können. Zur Überprüfung des Modells wird das theoretisch ermittelte Wellenfeld mit dem, durch einen fahrbaren Wellenpegel (sowie durch einzelne Wellenpegel im Bauwerksbereich) aufgezeichnete partiell stehende Wellenfeld verglichen. Auf Grundlage des Vergleichs der gemessenen und der auf Basis des linearen Modells berechneten

Ergebnisse, können Rückschlüsse auf den zusätzlichen Einfluß des Wellenprofils und der beteiligten Mechanismen an der Wellendämpfung in einem Einkammersystem gezogen werden (Abschn. 5.3.4).

5.3.1 Lineares Überlagerungsmodell

Bei Kammersystemen kommt es neben der Überlagerung gegenläufiger Wellen (einlaufender und reflektierter Seegang) zusätzlich zur Überlagerung von gleichlaufenden Wellen aus den Teilreflexionen von Front- und Rückwand. Die Ausprägung des überlagerten Wellenfeldes ist vorrangig von der Phasenbeziehung und der Amplitude der Teilreflexionen abhängig. Abb. 76 zeigt schematisch den Verlauf der Wasserspiegeleinhüllenden partiell stehender Wellenfelder, die - bei definierter Phasenbeziehung (\rightarrow hier: optimale Kammerlänge) - aus der Reflexion an Front- und Rückwand eines EKS resultieren. Dargestellt ist die unterschiedliche Entwicklung der Wasserspiegeleinhüllenden in Abhängigkeit des Reflexionskoeffizienten der Frontwand $C_{r,1}$.

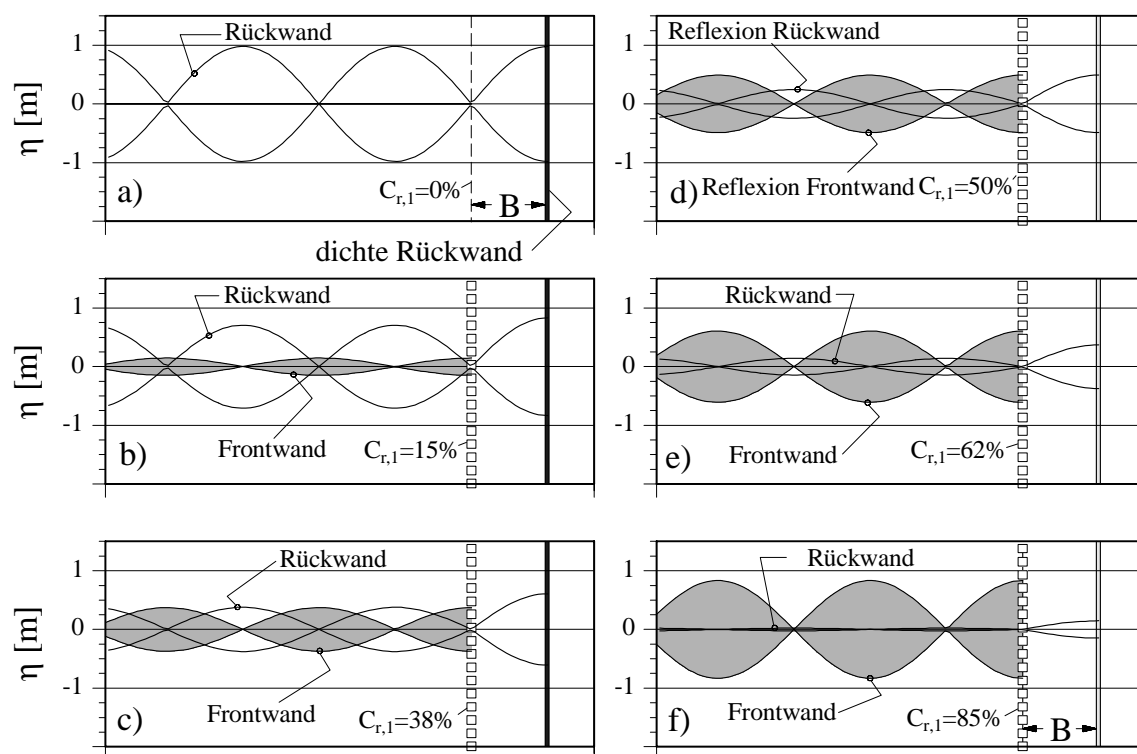


Abb. 76: Überlagerung der partiell stehenden Wellenfelder in Abhängigkeit der Reflexion von Wellenenergie an der Frontwand (schematisch).

Im Fall a) ist die Frontwand absolut durchlässig (d.h. nicht vorhanden), dadurch kommt es zur Totalreflexion der einlaufenden Wellenenergie an der Rückwand (im Abstand von $L/4$ bildet sich ein Schwingungsknoten). Mit Abnahme der Wandporosität steigt einerseits der Anteil der Frontwandreflexion, andererseits sinkt der Anteil der Rückwandre-

flexion, da weniger Energie in die Kammer transmittiert. Im Fall c) ist die hydraulische Durchlässigkeit der Frontwand günstig, da sich die Amplituden der Frontwandreflexion und der Rückwandreflexion bei optimalem Phasenbezug auslöschen, so daß lediglich die Höhe der einlaufenden Welle vor der Struktur erhalten bleibt (Gesamtreflexion geht gegen Null). Bei weiterer Abnahme der Frontwandporosität nähern sich die Verhältnisse dem zweiten Grenzfall, so daß nahezu Totalreflexion an der Frontwand vorliegt (Fall f). Im gleichen Maße wie die Frontwandreflexion zunimmt, sinkt die Transmission von Wellenenergie in die Wellenkammer und reduziert damit die dort vorliegenden Wasserspiegelfluktuationen.

In einem Kammersystem kann es zusätzlich durch Reflexion von Seegangsenergie an der Rückseite der Frontwand zu Mehrfachreflexionen kommen, die auch die Überlagerung vor der Struktur und damit die Wellendämpfung beeinflussen. Für das vorliegende Modell werden maximal 5 Reflexionsanteile vor der Wellenkammer berücksichtigt (Abb. 77). Deren Amplitude nimmt durch die fortwährende Transmission von Wellenenergie aus der Kammer heraus sowie durch Energiedissipation ab, weitere Reflexionsanteile sind daher vernachlässigbar. Die theoretische Wasserspiegelauslenkung in der Wellenkammer η_{WK} ergibt sich aus der Überlagerung der transmittierten Welle und der sukzessive abnehmenden, wiederholten Reflexionen zwischen Front- und Rückwand.

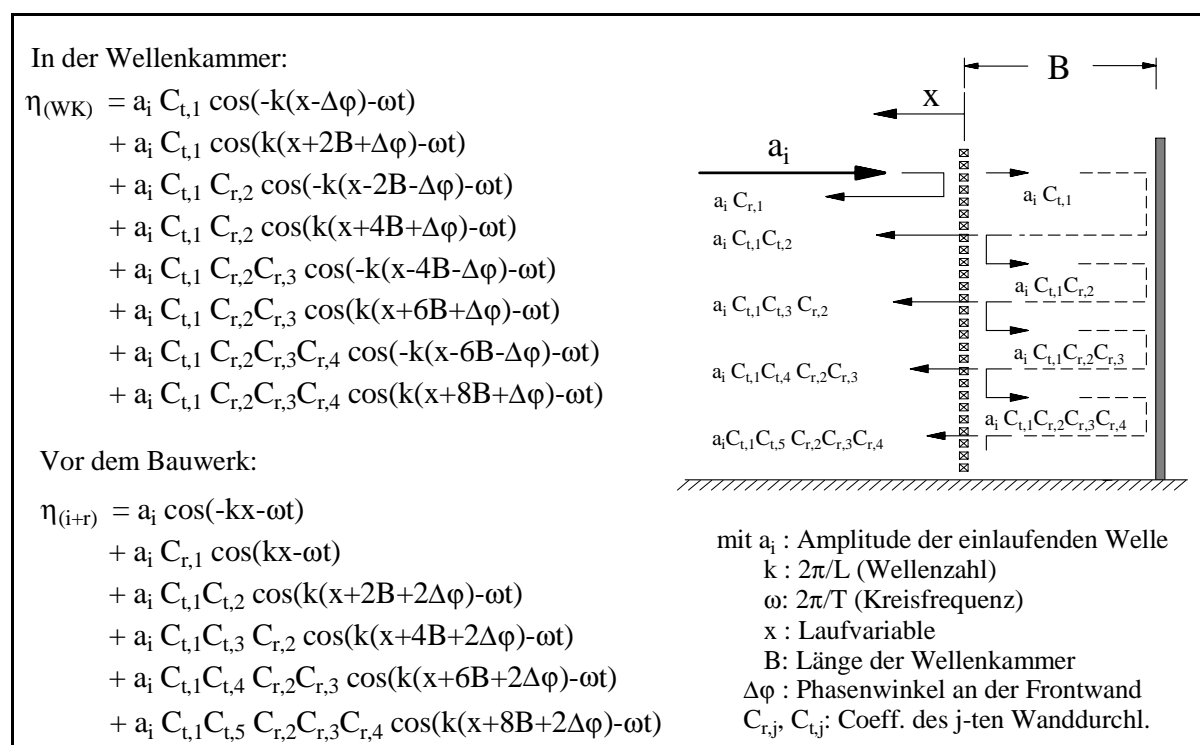


Abb. 77: Gleichungen zur Ermittlung der Wellenreflexion und der Wasserspiegelauslenkungen vor und in einem Einkammersystem.

Seewärtig der Wellenkammer entwickelt sich das Wellenfeld durch die Überlagerung des einlaufenden Seegangs mit den Anteilen der phasenverschobenen Teilreflexionen. Der zusätzliche Phasenwinkel ($\Delta\varphi$) wird der Frontwandtransmission zugeordnet und daher zweifach, d.h. sowohl für die Transmission in Wellenanlaufrichtung als auch für die seewärtige Transmission, in Form einer Strecke berücksichtigt. In den angegebenen Gleichungen nach Abb. 77 wird die aus der Reflexionsanalyse bestimmte Amplitude der einlaufenden Welle ($= H_i/2$) verwendet. Zur Berechnung der theoretischen Wasserspiegelauslenkungen müssen zunächst die Koeffizienten der Frontwand und die Phasenbeziehungen der Teilreflexionen ermittelt werden.

5.3.1.1 Ermittlung der Reflexionseigenschaften der Frontwand

Die hydraulischen Eigenschaften der Frontwand werden (wie auch von *Sawaragi et al.*, 1973) in Abb. 76 vereinfacht durch den Reflexionskoeffizienten $C_{r,1}$ festgelegt. Wie bereits bei den Einzelfiltern erläutert, ist die hydraulische Durchlässigkeit der Frontwand nicht allein durch die geometrische Porosität der Struktur festgelegt, sondern stellt sich vielmehr in Form einer "dynamischen Porosität" dar, die wesentlich durch das Verhältnis zwischen Wellenhöhe und Strukturporosität bestimmt ist. Bei Kammersystemen werden die hydraulischen Prozesse jedoch stark durch den Einfluß des B/L Verhältnisses überlagert. Infolgedessen verändern sich die Phasenbeziehungen und damit auch die Wechselwirkungen zwischen Welle und der durchlässigen Wand. Die aus den Analysen am Einzelfilter ermittelten Transmissions- und Reflexionskoeffizienten sind daher ebenso wenig auf Kammersysteme übertragbar, wie es für die Wasserspiegelauslenkungen gezeigt wurde (vgl. Abschn. 4.2).

Die Berechnung des Reflexionskoeffizienten $C_{r,1}$ (Frontwand) aus den Wasserspiegelauslenkungen direkt an der durchlässigen Frontwand unter Berücksichtigung des Reflexionseinflusses der dichten Rückwand (vgl. Abb. 78), mit

$$C_{r,1} = \frac{H_{\text{ext}} - H_{\text{int}}}{H_i} \quad (25)$$

scheint zunächst naheliegend, führt jedoch aufgrund der Vernachlässigung der zeitlichen Instationarität nicht zu sinnvollen Ergebnissen. Da die direkte Bestimmung der Reflexionseigenschaften der Frontwand auf diese Weise nicht realisierbar ist, wird nachfolgend eine Methode vorgestellt, welche die näherungsweise Ermittlung des Transmissionskoeffizienten $C_{t,1}$ der Frontwand (Abb. 77) ermöglicht.

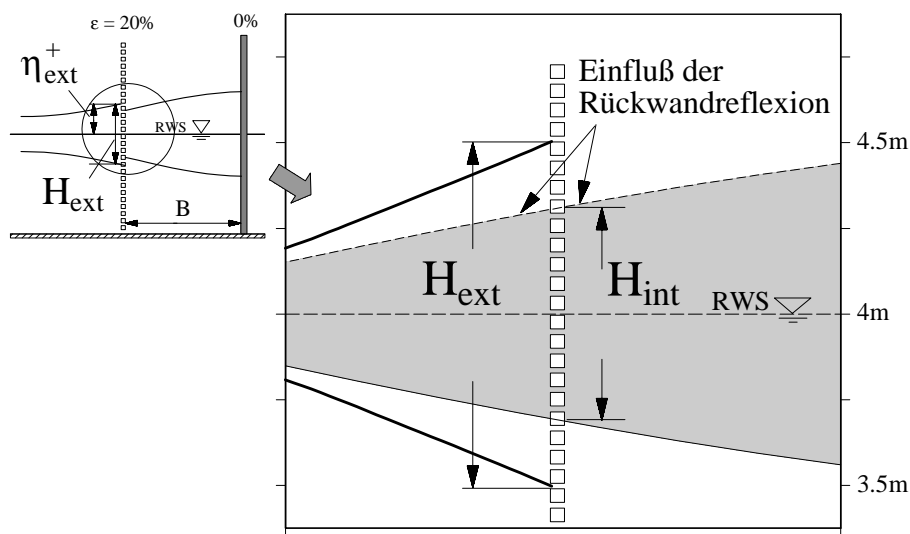


Abb. 78: Beeinflussung von H_{ext} durch den Rückstau an der Rückwand eines EKS (schematisch).

Die Berechnung des Transmissionskoeffizienten $C_{t,1}$ erfolgt über den aus Messungen analysierten Volumenaustausch, der über eine Wellenperiode in der Wellenkammer eines EKS stattfindet. Der so ermittelte Wert wird mit dem Volumenaustausch in einem fiktiven Kontrollvolumen (Abb. 79a) vor der undurchlässigen Einzelwand gegenübergestellt, dessen Abmessungen der jeweiligen untersuchten Wellenkammer entsprechen. Hierzu werden die Referenzmessungen an der undurchlässigen Einzelwand herangezogen, für die näherungsweise Totalreflexion vorausgesetzt werden kann.

Zur Analyse werden n Pegel in der Kammer bzw. im Kontrollvolumen herangezogen (Abb. 79b). Jedem Pegel wird ein Bereich x_i der Kammer zugewiesen, so daß die Volu-

a) Definition des Kontrollvolumens

b) Berechnung der Volumenänderung

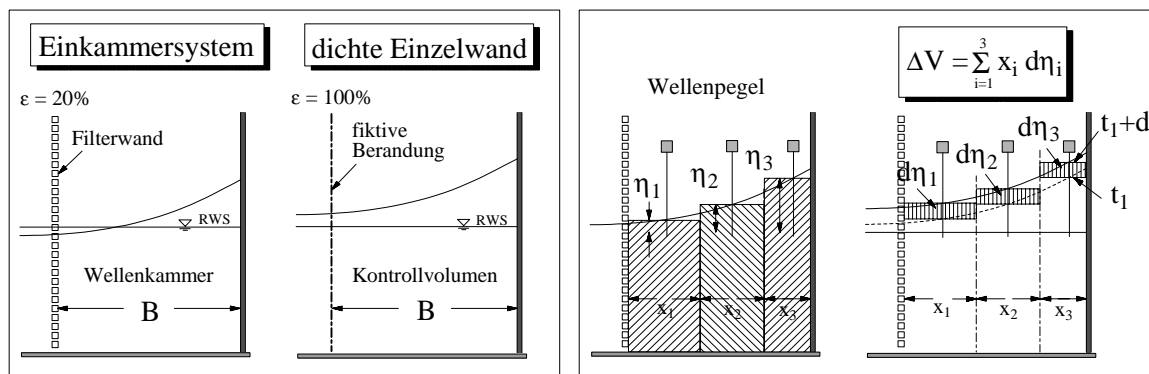


Abb. 79: Volumenverfahren zur Ermittlung des Transmissionskoeffizienten $C_{t,1}$ der Frontwand.

menänderung über eine Wellenperiode T hinreichend genau bestimmt werden kann. Der Transmissionskoeffizient $C_{t,1}$ berechnet sich aus dem Verhältnis der Gesamtvolumina, die während einer Wellenperiode in die Wellenkammer (Index: WK) bzw. in das Kontrollvolumen (Index: KV) hinein- und herausströmen:

$$C_{t,1} = \frac{\int_0^T \left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i d\eta_i \right)_{WK} dt}{\int_0^T \left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i d\eta_i \right)_{KV} dt} \quad (26)$$

Ungenauigkeiten des Verfahrens können dann auftreten, wenn es zu stark ausgeprägten Mehrfachreflexionen in der Wellenkammer kommt. Dies wird bei der Volumenbetrachtung jedoch wesentlich stärker kompensiert als dies z.B. bei der Analyse des Pegels vor der Rückwand allein realisierbar wäre. Die Bewertung von Wellenvolumina ist im Vergleich zur reinen Wellenhöhenanalyse einer energetischen Betrachtungsweise näher.

Um die Ergebnisse hinsichtlich der aus der Volumenmethode ermittelten $C_{t,1}$ -Werte zu überprüfen, wurde für EKS 2 eine Reflexionsanalyse nach der 3-Pegel-Methode in der Wellenkammer durchgeführt (in der kleinen Kammer (EKS1) waren lediglich 2 Pegel installiert, so daß die fehlende Fehlerkompensation hier ungenaue Ergebnisse liefert). Die Gegenüberstellung der Werte nach beiden Analyseverfahren ergibt maximale Abweichungen von nur +10 bis -15% (Abb. 80).

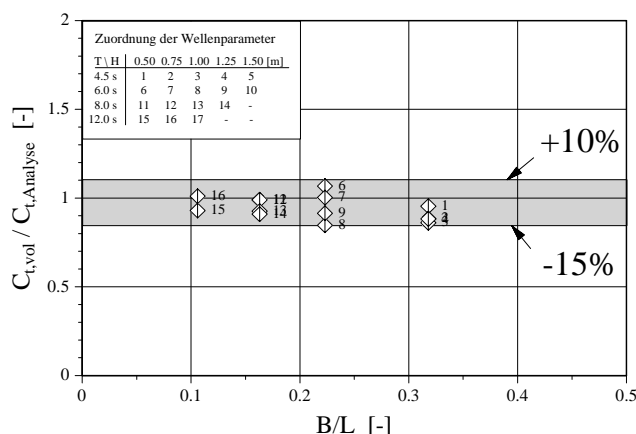


Abb. 80: Vergleich der C_t -Werte nach dem Volumenverfahren und der Reflexionsanalyse .

Der Reflexionskoeffizient der Frontwand $C_{r,1}$ ist ebenso wie der Transmissionskoeffizient wesentlich an den Einfluß der Wellenhöhe und der relativen Kammerlänge gebunden. Da jedoch die undurchlässige Rückwand von Wellenkammern (bei ausreichender Durchlässigkeit der Frontwand) erheblichen Einfluß gewinnt, wird anstelle der häufig für Einzelfilter festgelegten Beziehung $C_r = 1 - C_t$ (Hattori, 1972, Sawaragi et al, 1976, etc.) folgender Ansatz gewählt, der berücksichtigt, daß die Erstreflexion an der Frontwand durch den Rückstau in der Wellenkammer verringert wird und am besten geeignet scheint, die Verhältnisse in den untersuchten Kammersystemen wiederzugeben (vgl.

Abschn. 5.3.1.3):

$$C_{r,1} = 1 - C_{t,1}^{0.75} \quad (27)$$

Die Ergebnisse der Volumenmethode und der Berechnungen nach Gl. (27) sind in Abb. 81 zusammengefaßt. Bei kleinen relativen Kammerweiten ist die Frontwand des Systems durchlässiger im Vergleich zu einer Frontwand, die in der Nähe des Schwingungsknotens steht. Ein erneuter Anstieg von $C_{t,1}$ ist erst für Werte $B/L > 0.35$ anzunehmen, wo der Fließwiderstand der Frontwand durch die Verringerung der Horizontalgeschwindigkeiten offenbar abnimmt. Wellen geringer Höhe transmittieren unabhängig von B/L verstärkt in die Wellenkammer. Zusätzlich zu den nach der Volumenmethode ermittelten Werten ist in Abb. 81 zum Vergleich die am Einzelfilter (EF, $\varepsilon = 20\%$) ermittelte Bandbreite der Koeffizienten angegeben.

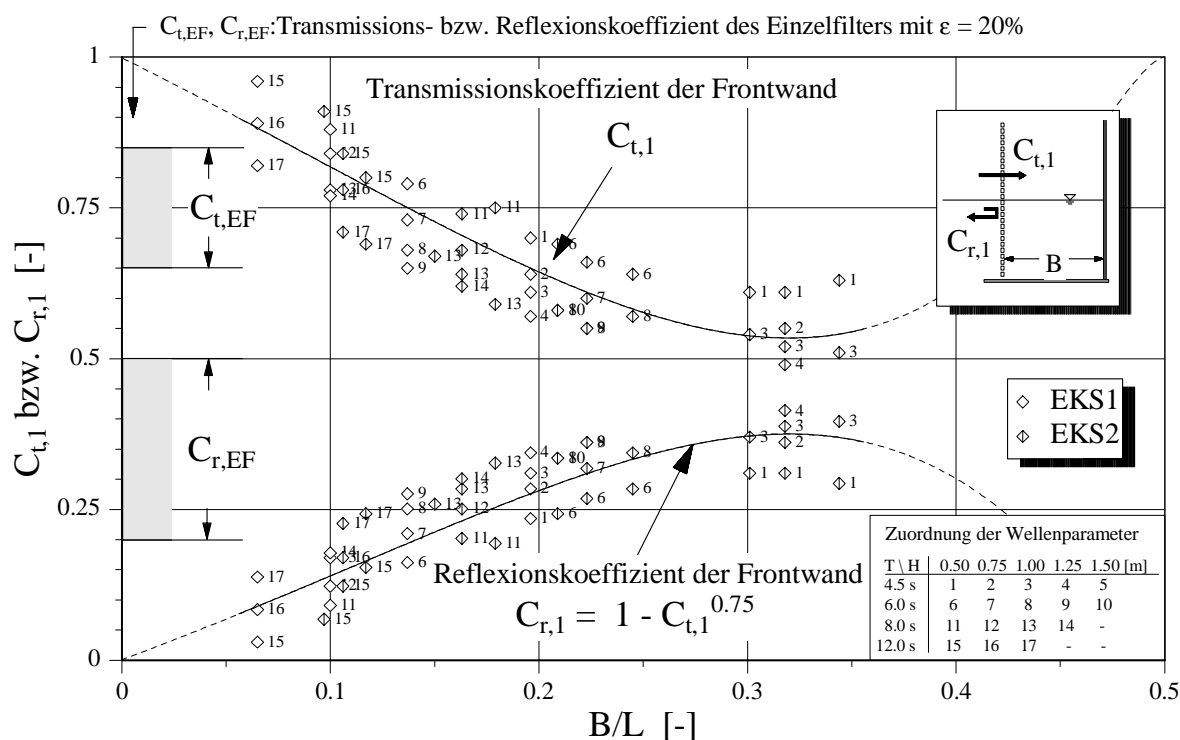


Abb. 81: Transmissionskoeffizienten $C_{t,1}$ nach der Volumenmethode und Reflexionskoeffizienten $C_{r,1}$ nach Gl. (27).

In bestehenden Überlagerungsmodellen (z.B. *Sawaragi et al.*, 1976, etc.) wird überwiegend die Annahme zugrunde gelegt, daß der Transmissionskoeffizient aller Folge-Transmissionen ($\varepsilon = \text{konstant}$) unverändert bleibt. Da jedoch die Amplitude und damit die Partikelgeschwindigkeiten in der Welle beim mehrfachen Durchlaufen der Wand abnehmen, wird somit der Transmissionskoeffizient ansteigen. Analog nimmt der Reflexionskoeffizient der Folge-Reflexionen ab. Die Koeffizienten der Wellenanteile, die bereits

die Frontwand passiert haben, sollen daher nach folgendem Zusammenhang angenähert werden:

$$C_{t,j} = \sqrt[j]{C_{t,1}} \quad (28)$$

$$C_{r,j} = C_{r,1}^j$$

wobei $C_{t,1}$ den aus der Volumenänderung bestimmten initialen Transmissionskoeffizienten nach Gl. (26) und j die Anzahl der Wanddurchläufe darstellt. Die Annahme nach Gl. (28) führt dazu, daß die Seegangsenergie relativ schnell aus dem Kammersystem seewärts reflektiert wird, da gleichzeitig die Transmission aus der Kammer heraus ansteigt und die Reflexion an der Rückseite der Frontwand abnimmt. Gleichermäßen gehen die Amplituden der Re-Reflexionen in der Wellenkammer stark zurück. Weitere Re-Reflexionen sind auch nach Versuchsbeobachtungen nur von geringer Auswirkung auf die Gesamtreflexion des Bauwerks (Ausnahme: Eigenschwingungen in der Wellenkammer, die nicht mit dem Modell reproduziert werden können).

5.3.1.2 Phasenbeziehung der Teilreflexionen von Front- und Rückwand

Der Grad der Interferenz und somit die Höhe der Amplituden des reflektierten Wellenfeldes wird durch die Phasenbeziehung der Teilreflexionen festgelegt. Die theoretische Phasendifferenz $\varphi_{(1,3)}$ entspricht der Zeit, die z.B. ein Wellenberg benötigt, um die Strecke zwischen Frontwand (t_1) und Rückwand (t_3) zurückzulegen (vgl. Abschn. 4.2):

$$\varphi_{(1,3)} = 2\pi \frac{B}{L} = 2\pi \frac{\Delta t}{T} \quad (29)$$

$$\text{mit } \Delta t = t_3 - t_1$$

Die Gegenüberstellung der gemessenen Phasenwinkel mit der Wellenlänge zeigt hingegen, daß lediglich relativ langperiodische Wellen dem theoretischen Zusammenhang folgen. Mit Abnahme der Wellenlänge steigen die Abweichungen des gemessenen Phasenwinkels vom theoretischen Wert an (Abb. 82). Zur Berücksichtigung der zusätzlichen Phasenverzögerung an der durchlässigen Frontwand kann der Phasenwinkel zwischen Front- und Rückwand mit

$$\varphi_{1,3} = 3\pi \left(\frac{B}{L} \right)^{1.15} \quad (30)$$

approximiert werden. Dabei wird der Trend der Meßwerte recht gut beschrieben, einzelne Ergebnisse können jedoch stärkere Abweichungen aufweisen ($r = 0.98$, $s = 0.095$).

In den Gleichungen des Überlagerungsmodells zur Berechnung der Wasserspiegelauslenkungen (vgl. Abb. 77) geht dieser Wert als Differenz zur theoretischen Phasenbeziehung in Form einer zusätzlichen Länge ein:

$$\Delta\varphi = \left(\varphi_{1,3} - 2\pi \frac{B}{L} \right) \frac{L}{2\pi} \quad (31)$$

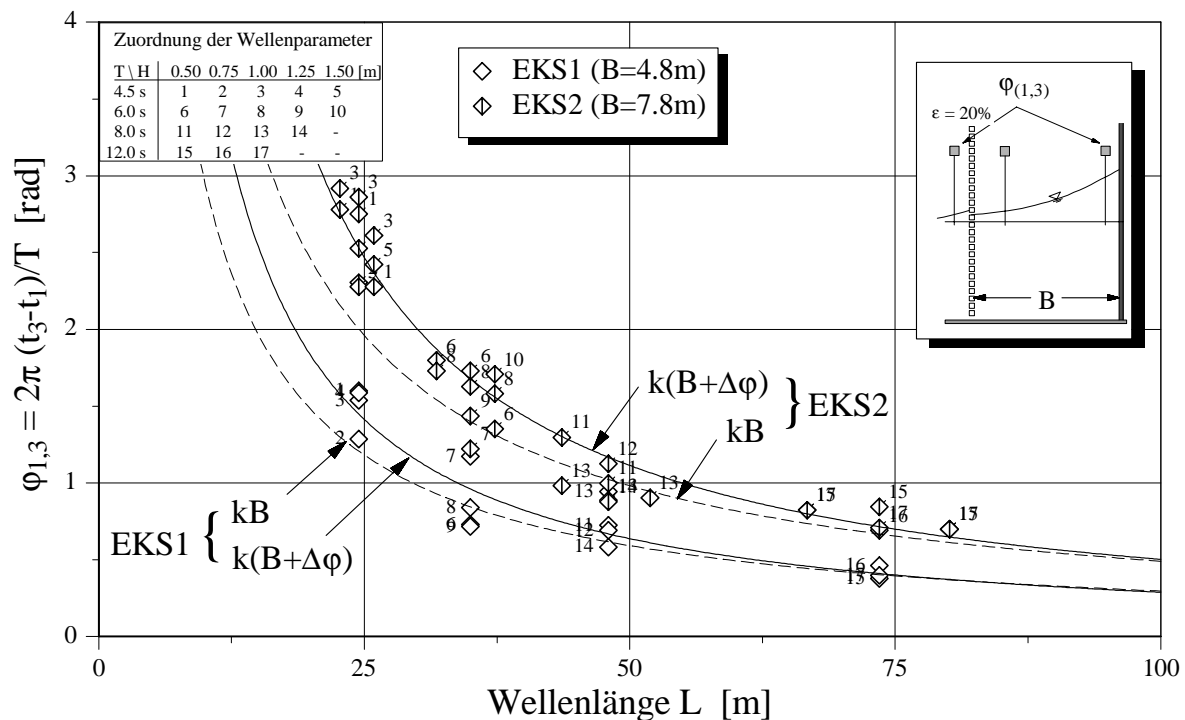


Abb. 82: Phasenbeziehung der maximalen Wasserspiegelauslenkungen vor der Front- und vor der Rückwand der EKS.

5.3.1.3 Berechnung der Wasserspiegeleinhüllenden und der Gesamtreflexion

Unter Ansatz der in den vorangehenden Abschnitten ermittelten Ergebnisse hinsichtlich der Reflexionseigenschaften der Frontwand und der Phasenbeziehung der Teilreflexionen in den Gleichungen für η_{WK} und $\eta_{(i+r)}$ nach Abb. 77 kann die Einhüllende des partiell stehenden Wellenfeldes (durch Verschiebung der Wellenphase ($2\pi dt/T$) in diskreten Schritten: $dt = 0.05 T$) berechnet werden (vgl. Abb. 83 - 86).

Das vorgestellte Überlagerungsmodell reproduziert bei Vorliegen moderater Wellenhöhen ($H_i = 0.50\text{m}$, Abb. 83 und Abb. 85) die Entwicklungen der Wasserspiegel-Einhüllenden für beide untersuchten Kammersysteme in der Wellenkammer und vor dem Bauwerk relativ genau.

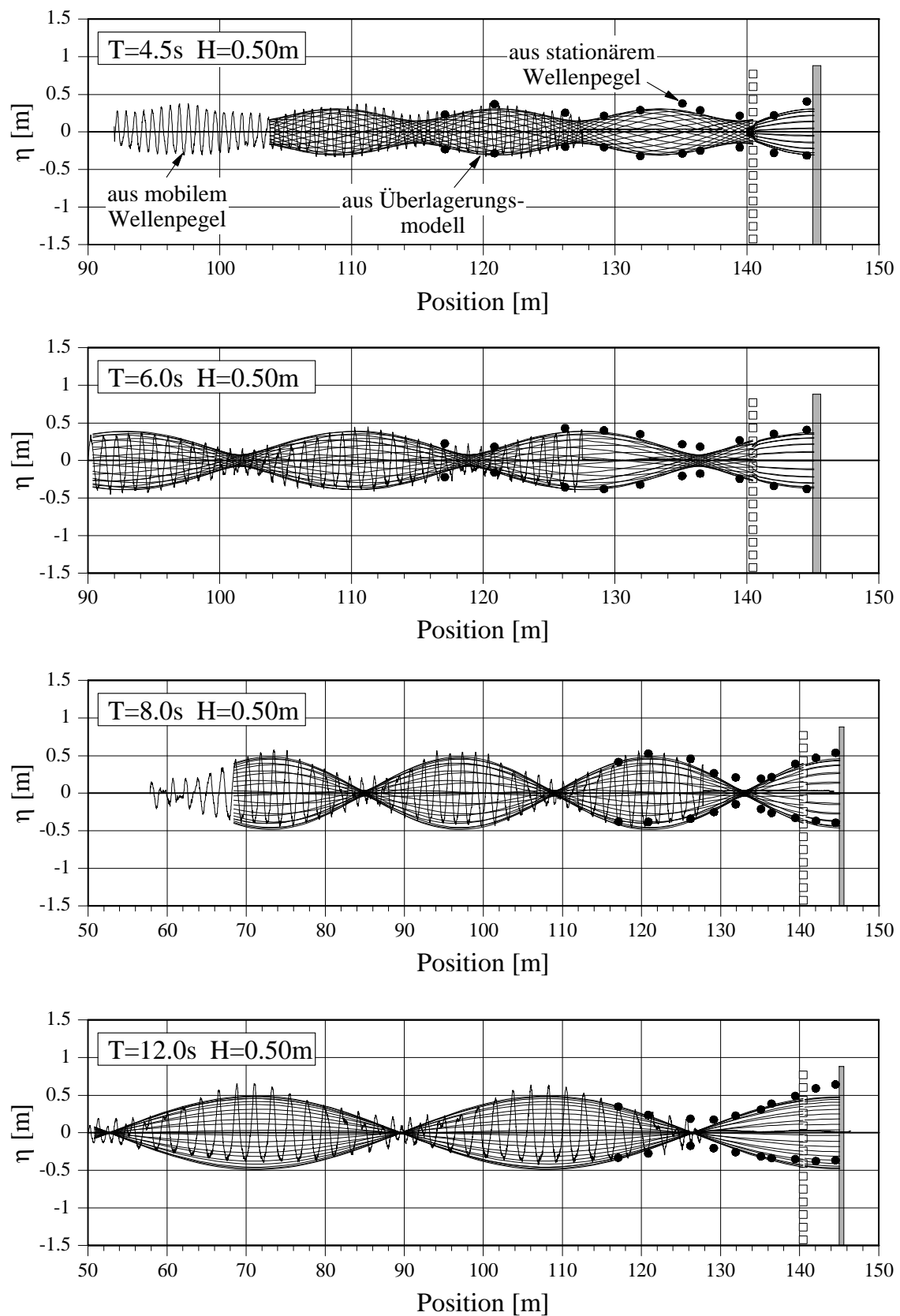


Abb. 83: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Wasserspiegelauslenkungen am EKS1 ($H = 0.50\text{m}$)

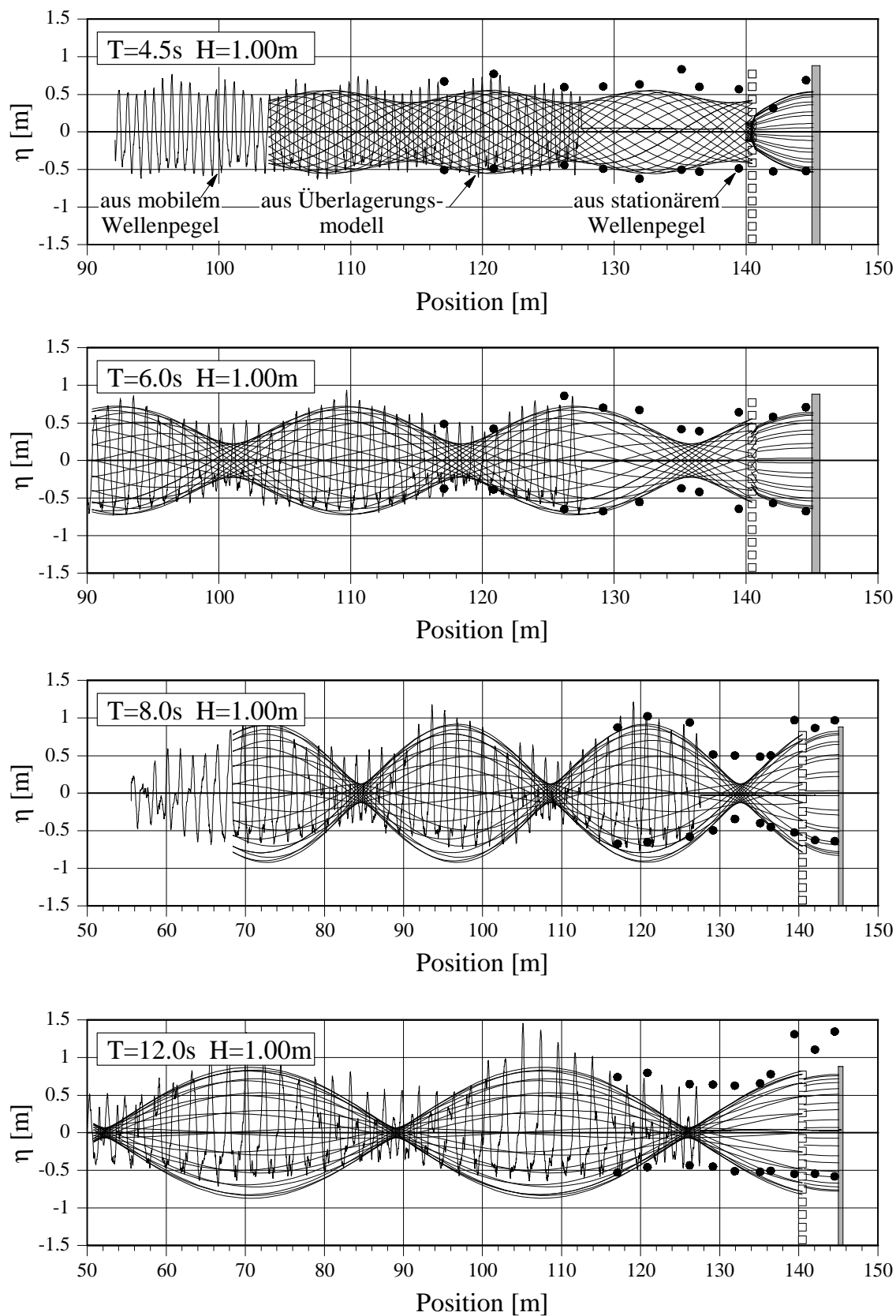


Abb. 84: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Wasserspiegelauslenkungen am EKS1 ($H = 1.0\text{m}$)

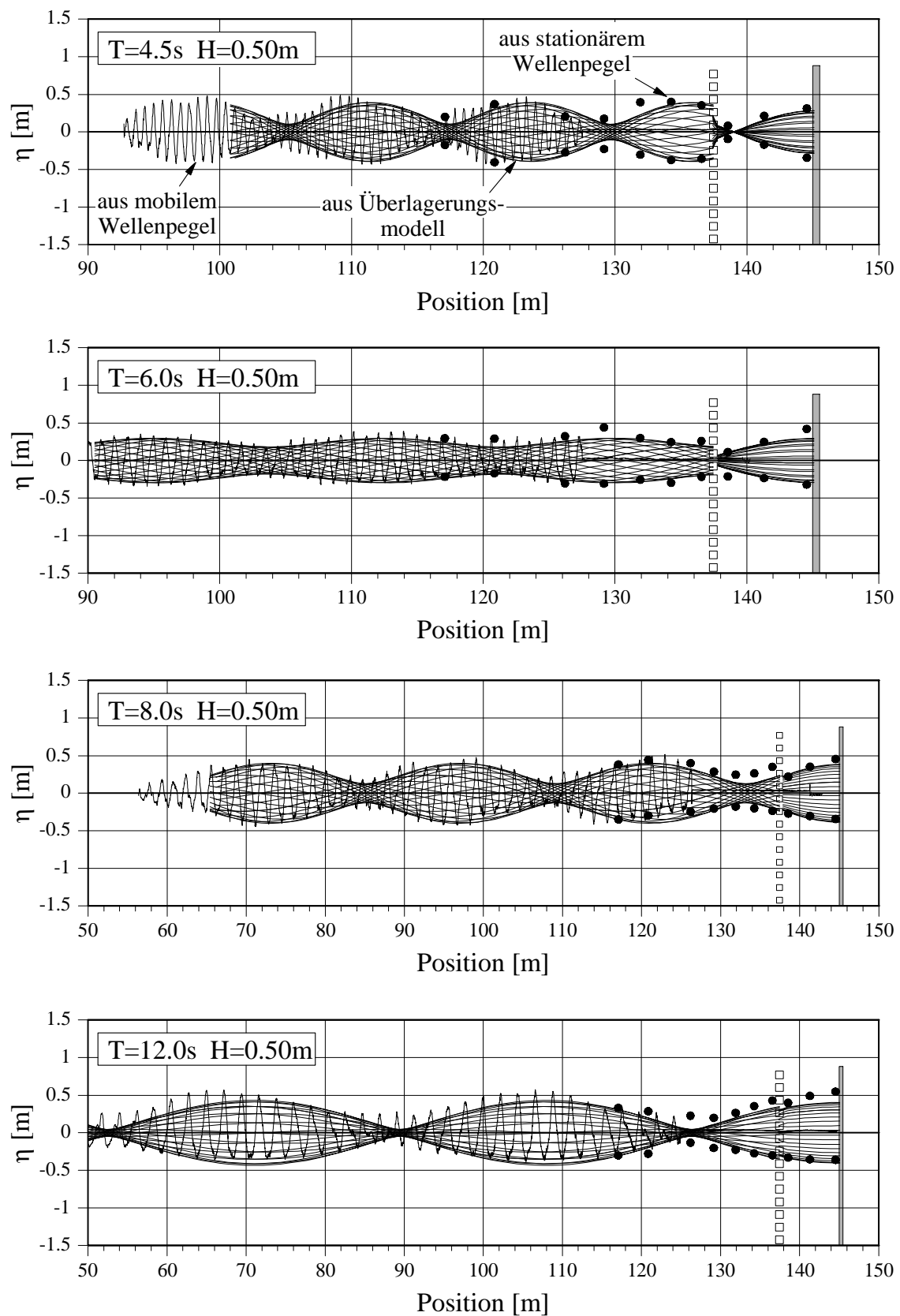


Abb. 85: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Wasserspiegelauslenkungen am EKS2 ($H = 0.50\text{m}$)

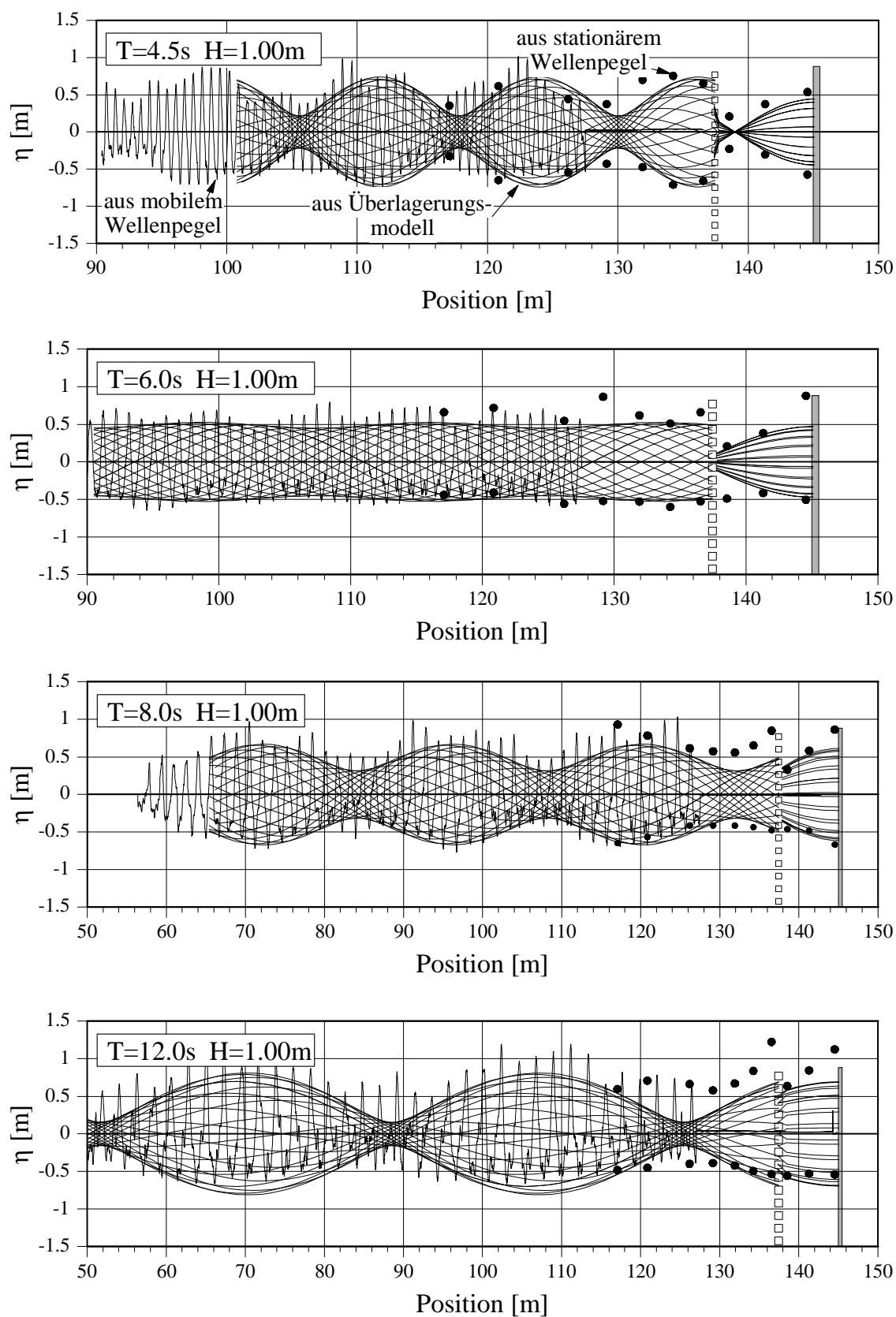


Abb. 86: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Wasserspiegelauslenkungen am EKS2 ($H = 1.0\text{m}$)

Sowohl die Amplituden des partiell stehenden Wellenfeldes als auch die Positionen der Schwingungsbäuche und -knoten werden gut wiedergegeben. Ebenso wie in den Messungen steigt die theoretisch ermittelte Gesamtreflexion des Bauwerks mit zunehmender Wellenlänge an. Dies wird durch den größeren Unterschied der Amplituden zwischen konstruktiver und destruktiver Überlagerung deutlich (*Healy*- Methode) und ist durch die geringe Phasenverschiebung der Teilreflexionen sowie der geringen Interaktion der Wellen mit der Frontwand bedingt. Der Grad der Interaktion kann zudem an der Differenz der extremen Wasserspiegellagen an der Frontwand abgelesen werden.

Mit zunehmender Wellenperiode und Wellenhöhe ($H_i = 1.0\text{m}$) werden die Maximalwerte der Wasserspiegeleinhüllenden des stehenden Wellenfeldes durch das lineare Modell unterschätzt, wohingegen die Minimalwerte der Wasserspiegeleinhüllenden überschätzt werden. Dies geht auf den Einfluß der Wellenasymmetrie zurück, der im Abschn. 4.1 diskutiert wurde. Auch der Schwingungsknoten langperiodischer Wellen wird durch das Überlagerungsmodell stärker ausgeprägt ermittelt, als es in den Messungen der Fall ist. Deshalb ist davon auszugehen, daß sich das bei Flachwasserwellen vorliegende trochoidale Wellenprofil hinsichtlich der Überlagerung anders verhält als symmetrische Wellen. Da sich darüber hinaus Wellenberg und Wellental zweier Teilreflexionen gleicher Amplitude nicht auslöschen (wie bei Sinuswellen der Fall), beeinflußt die Wellenasymmetrie zusätzlich das Überlagerungsverhalten und damit die Gesamtreflexion des Bauwerks und muß bei der Gegenüberstellung des aus dem Überlagerungsmodell bestimmten Reflexionskoeffizienten $C_{r,5}$ mit dem gemessenen Gesamtreflexion $C_{r,\text{ges}}$ berücksichtigt werden. Der aus dem Überlagerungsmodell bestimmte Reflexionskoeffizient $C_{r,5}$ des Gesamtbauwerks wird aus der Relation der überlagerten Teilreflexionen $a_{r,j}$ zur Amplitude des einlaufenden Seegangs a_i ermittelt:

$$C_{r,5} = \frac{a_{r,j}}{a_i} \quad (32)$$

Dabei steht j für die Anzahl der berücksichtigten Reflexionsanteile und $a_{r,5}$ entspricht somit $\eta_{(r),\text{max}}$ aus Abb. 77. Im nachfolgenden Abschnitt soll der Einfluß der Wellenasymmetrie auf die Überlagerung von Teilreflexionen überprüft werden, so daß eine Korrektur des auf Überlagerung linearer Wellen beruhenden Modells durchgeführt werden kann.

5.3.2 Einfluß des Wellenprofils auf die Interferenz von Teilreflexionen

Die konstruktive Überlagerung zweier Sinusschwingungen gleicher Frequenz (Phasenwinkel $\varphi = 0$) ergibt eine Schwingung doppelter Amplitude, bei destruktiver Interferenz (Phasenwinkel $\varphi = \pi$) löschen sich beide Amplituden aus. Auf Wasserwellen übertragen trifft dies nur für lineare Wellen (Tiefwasserwellen kleiner Amplitude) zu, die in der Nähe von Küstenschutzbauwerken eher die Ausnahme bilden. Bei der Überlagerung von zunehmend nichtlinearen Wellen ergeben sich Unterschiede durch die unterschiedliche Form (Höhe, Länge) von Wellenberg und Wellental, die auch bei optimaler Phasenbeziehung keine Totalauslöschung der Amplituden zur Folge hat. Zur Verdeutlichung ist in Abb. 87 die Überlagerung zweier Wellen unter einem geringen (Abb. 87a, $\Delta t = 0.1T$) und einem näherungsweise optimalen Phasenversatz (Abb. 87b, $\Delta t = 0.5T$) für eine weitgehend lineare Welle ($T = 4.5s$) und für eine Flachwasserwelle ($T = 12s$) dargestellt. Wird $\beta = H_1/(H_1+H_2)$ zur Charakterisierung des Überlagerungseffektes (mit $\beta = 0$, entsprechend totaler Auslöschung bzw. $\beta = 2.0$, entsprechend vollständiger Addition der Teilwellen) herangezogen, so zeigt sich die größere Auswirkung eines kleinen Phasenwinkels bei der Überlagerung langperiodischer Flachwasserwellen (Abb. 87a). Zudem wird der wesentlich geringere Effekt bei der Überlagerung trochoidaler Wellen unter optimalem Phasenwinkel (Abb. 87b) offensichtlich.

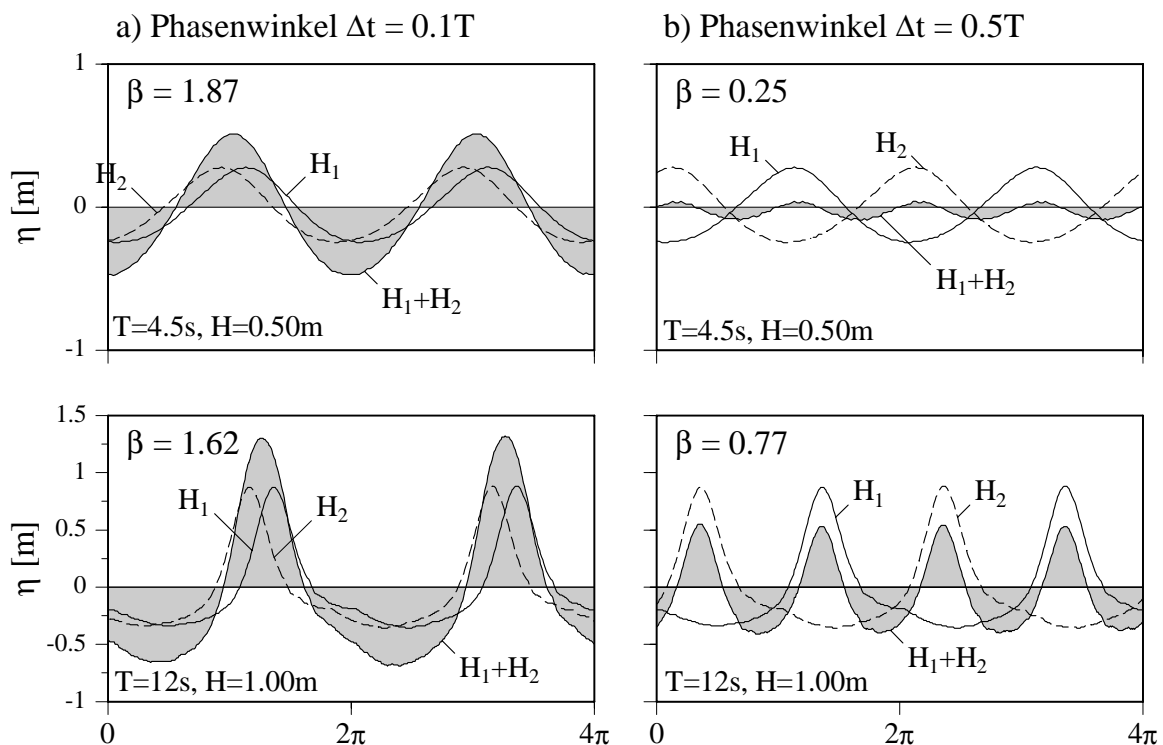


Abb. 87: Einfluß des Wellenprofils auf die Überlagerung zweier Teilreflexionen gleicher Amplitude mit unterschiedlicher Phasenbeziehung.

Ein weiterer Aspekt ist besonderes bei Flachwasserwellen auffallend: die Überlagerung zweier gleichlaufender Wellen kann zur Verkürzung der Wellenperiode des reflektierten Seegangs führen ($\Delta t = 0.5T \rightarrow T_r = 0.5T_i$, Abb. 87b). Da dieser Effekt verstärkt bei langperiodischen Flachwasserwellen und großen Phasenwinkeln (die in der vorliegenden Versuchsserie nicht berücksichtigt wurden) signifikanten Einfluß besitzt, wird der Einfluß auf die Meßergebnisse als vernachlässigbar eingestuft.

In Abb. 88 (links) ist der theoretisch ermittelte Reflexionskoeffizient einer linearen Welle mit den nach Cnoidaltheorie berechneten Werten (Wellenhöhe $H=1\text{m}$) für unterschiedlich stark ausgeprägten Flachwassereinfluß (proportional h/L) gegenübergestellt. Gezeigt ist der Reflexionskoeffizient zweier überlagerter Teilwellen gleicher Amplitude für Phasenwinkel $0 < \varphi < \pi$ (entsprechend relativer Kammerlängen $0 < B/L < 0.25$), d.h. es treten Überlagerungsfälle zwischen konstruktiver und destruktiver Interferenz auf. Der Flachwassereinfluß (Wellenasymmetrie) führt insbesondere im Bereich der optimalen Überlagerung $\varphi = \pi$ (d.h. $B/L = 0.25$), aber auch im Bereich um 0.3π ($B/L = 0.075$) zu starken Abweichungen gegenüber dem linearen Ansatz. Bei Vorliegen einer Phasenverschiebung um 0.65π ($B/L = 0.15$) sind hingegen kaum Unterschiede in der aus der Überlagerung bestimmten Reflexion zwischen Flachwasserwellenprofil und der linearen Annäherung festzustellen.

Generell zeigt sich, daß die Reflexion langperiodischer Wellen (Übergang zum Flachwasserbereich) eine wesentlich geringere Sensitivität hinsichtlich der optimalen Kammerlänge aufweist, als dies bei Tiefwasserwellen feststellbar ist.

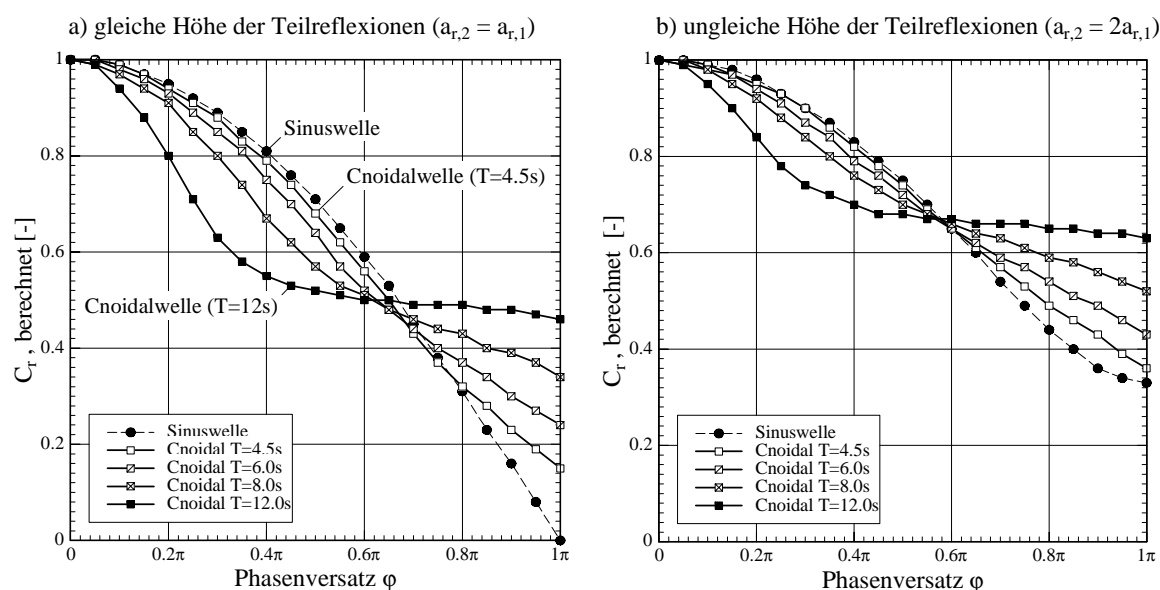


Abb. 88: Berechnetes C_r in Abhängigkeit des Phasenversatzes der Teilreflexionen (links: Amplituden = const; rechts $a_{r,2} = 2 a_{r,1}$).

Der Überlagerungseffekt wird zusätzlich signifikant durch die Höhe der Teilreflexionen bestimmt. Liegen Teilreflexionen mit ungleicher Amplitude vor, nehmen die Differenzen der für Tief- und Flachwasserwellen ermittelten C_r -Werte ab (Annahme: die Amplitude der Rückwandreflexion $a_{r,2}$ entspricht der doppelten Höhe der Frontwandreflexion $a_{r,1}$, Abb. 88, rechts). In diesem Fall erhöhen sich sämtliche ermittelten Reflexionskoeffizienten, der stärkste Anstieg findet jedoch für die optimale Phasenbeziehung der Überlagerungen ($\varphi = \pi$) statt.

Eine deutliche Abnahme der Wellenreflexion tritt bei langperiodischen Wellen bereits unter Phasenwinkeln auf, die relativen Kammerlängen $B/L < 0.075$ entsprechen. Dies ist ein wichtiges Ergebnis hinsichtlich der funktionellen Bemessung von Bauwerken mit Wellenkammer. Eine signifikante Wellendämpfung von Flachwasserwellen - auch bei optimaler Kammerlänge - ist aufgrund der Wellenasymmetrie jedoch nur möglich, wenn ein erheblicher Teil der Seegangsenergie neben dem Überlagerungseffekt zusätzlich dissipiert wird, da die Gesamtreflexion des Bauwerks nur durch Reduzierung der Teilamplituden weiter verringert werden kann.

Um die auf Grundlage linearer Wellentheorie bestimmten Reflexionskoeffizienten näherungsweise auf nichtlineare Wellen zu übertragen, ist der Ansatz eines Formbeiwertes α_k notwendig:

$$\alpha_k = \frac{C_{r,cnoi}}{C_{r,sin}} \quad (33)$$

In der Überprüfung des Einflusses des Wellenprofils auf den Überlagerungseffekt anhand der durchgeführten Versuche konnte jedoch festgestellt werden, daß $C_{r,cnoi}$ und $C_{r,sin}$ nicht übermäßig voneinander abweichen. Dieses Ergebnis resultiert vermutlich daraus, daß (i) die Amplituden der Teilreflexionen vergleichsweise gering sind (und somit deren Nichtlinearität weniger ausgeprägt ist), sowie daß (ii) bei stark asymmetrischen (d.h. langperiodischen) Wellen ein verhältnismäßig geringer Phasenversatz vorliegt und somit gleichzeitig die Rückwandreflexion bestimmend wird (d.h. der Überlagerungseffekt ist bereits aufgrund anderer Randbedingungen vernachlässigbar). Daher variieren die Verhältniswerte α_k in den durchgeführten Untersuchungen lediglich zwischen $0.98 < \alpha_k < 1.10$, größere Werte (bis rd. $\alpha_k = 2.8$) treten nur bei Vorliegen eines optimalen Phasenbezugs der Teilreflexionen auf (d.h., bei niedrigen Reflexionskoeffizienten, vgl. Abb. 88).

Die Gegenüberstellung des aus der Reflexionsanalyse für das Gesamtsystem ermittelten C_r -Wertes und des $C_{r,5}$ -Wertes nach Gl. (32) unter Einbeziehung des Formbeiwertes α_k (Gl. 33) zeigt, daß im Bereich der optimalen Dämpfung ($B/L \sim 0.2$) der tatsächliche

Reflexionskoeffizient unterschätzt wird. Dies liegt einerseits an der stärkeren Fehleranfälligkeit bei relativer Betrachtung kleiner Werte. Andererseits ist im Zusammenhang mit den Phasenbeziehungen der Wasserspiegelauslenkungen (Abschn. 4.2) auf den Einfluß der Kammer-Eigenschwingungen hingewiesen worden, die unter Umständen den Überlagerungseffekt negativ beeinflussen, so daß die Reflexion hier höher ausfällt als im theoretischen Modell, welches den Einfluß von Kammer-Eigenschwingungen vernachlässigt.

Für $B/L < 0.2$ und $B/L > 0.25$ liegen hingegen die aus dem Überlagerungsmodell berechneten C_r -Werte über den gemessenen Werten (vgl. Abb. 89). Diese Differenz zwischen berechneten und gemessenen Werten ist der Energiedissipation durch Reibung (Ablösungen, Wirbel, etc.) zuzuordnen, die im Modell nicht explizit enthalten ist. In dem Bereich, in dem die Interaktion zwischen Seegang und Frontwand und damit die Dissipation von Seegangenergie vergleichsweise gering ist ($B/L = 0$, bzw. $B/L = 1.0$), müssen die Ergebnisse aus Messung und Rechnung theoretisch einander entsprechen.

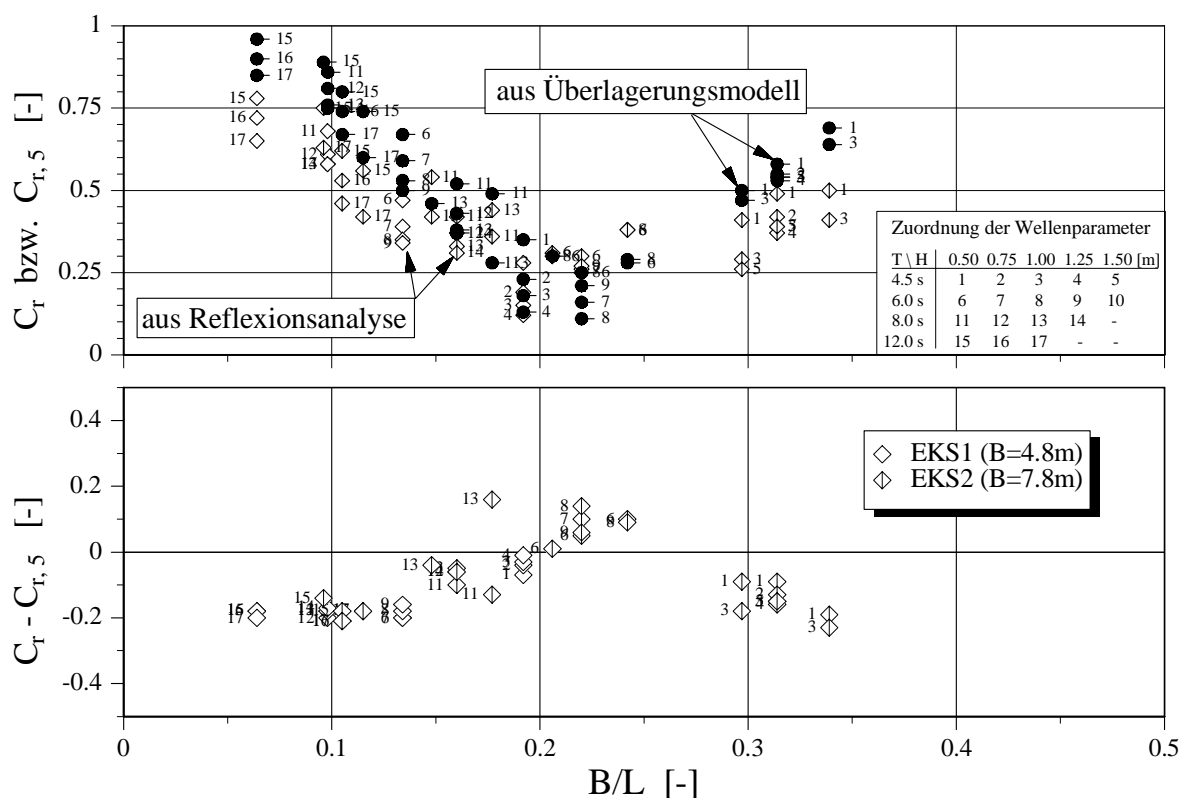


Abb. 89: Relation des C_r -Wertes des Gesamtsystems, ermittelt aus der Reflexionsanalyse und aus dem linearen Modellansatz in Beziehung zu B/L .

5.3.3 Rechnerische Ermittlung der reibungsinduzierten Energiedissipation

Eine zentraler Aspekt bei der Untersuchung der Wellenreflexion durch Kammersysteme ist die Frage nach dem Anteil der einzelnen hydraulischen Prozesse an der Dämpfung der Wellenenergie. Die beiden wesentlichen Mechanismen der Wellendämpfung, Wellenüberlagerung und Energiedissipation, sind eng miteinander verknüpft, wodurch deren quantitative Ermittlung erschwert wird. Der Anteil der Energiedissipation E_d in der globalen Betrachtung muß durch folgende Gleichung erweitert werden:

$$E_d = E_{d,R} + E_{d,\ddot{U}} \quad (34)$$

Dabei beschreibt $E_{d,R}$ den durch Reibung und $E_{d,\ddot{U}}$ den durch Überlagerung induzierten Dissipationsanteil. Nachfolgend soll untersucht werden, ob die Dissipationsanteile nach Gl. (34) näherungsweise quantifiziert werden können.

Energiedissipation wird vornehmlich durch Ablöseprozesse beim Durchströmen der durchlässigen Frontwand, bzw. durch weitere hydraulische Prozesse (Turbulenzen, innere Reibung, Lufteintrag, etc.) in und vor der Kammer hervorgerufen. Die Berechnung der Energiedissipation aus der Energiebilanz an der durchlässigen Frontwand (analog zum Einzelfilter), ist für Kammersysteme aufgrund des Rückwandeinflusses nicht durchführbar. Daher soll der Anteil der reibungsbedingten Energiedissipation $E_{d,R}$ in Verbindung mit einem theoretischen Ansatz und der Erweiterung der Volumenmethode unmittelbar aus den Meßdaten abgeleitet werden.

Ermittlung der Energiedissipation aus dem Druckstoßverlust-Ansatz

Die mittlere Energiedissipation über eine Wellenperiode bei der Durchströmung von Filterwänden kann nach *Chegini und Wilkinson* (1995) analog zum Druckstoßverlust an einer Rohrerweiterung interpretiert und mit

$$E_{d,R} = \frac{\rho C_c \epsilon h}{2T} \int_0^T |u_{jet}|^3 dt \quad (35)$$

ermittelt werden, wobei u_{jet} die Geschwindigkeit in den Wandöffnungen und C_c den Kontraktionskoeffizient bezeichnet, der den Einfluß der Geschwindigkeit auf die Verminderung des Fließquerschnittes (bzw. der effektiven Öffnungslänge) berücksichtigt (z.B. *Ritchey und Sollit* (1970), *Tuck* (1971), *Mei* (1974), etc.). Da empirische und theo-

retische Angaben zur Größe des Kontraktionskoeffizienten variieren und der Einfluß der Wellenhöhe und damit der Orbitalgeschwindigkeiten durch den Ansatz eines konstanten Beiwertes nicht eingeht, soll nachfolgend ohne Berücksichtigung einer Einschnürung ($C_c = 1.0$) gearbeitet werden. Die berechneten Werte stellen somit eine Approximation an die theoretische minimale Energiedissipation infolge von Reibungsprozessen dar. Zur Ermittlung des Dissipationskoeffizienten wird das Ergebnis dem der einlaufenden Energie (nach dem Energieflußansatz) gegenübergestellt:

$$E_i = \frac{1}{2} \rho g c_g a_i^2 \quad (36)$$

Im Gegensatz zu *Chegini und Wilkinson* (1995) sollen in dieser Arbeit die Geschwindigkeiten in den Bauwerksöffnungen nicht theoretisch, sondern über den Volumenaustausch der Wellenkammer bestimmt werden. Durch Ersetzen der mittleren Wassertiefe h durch die momentane Wassertiefe ($h + \eta_j$) aus den Wellenpegel-Aufzeichnungen kann die momentane Jet-Geschwindigkeit u_{jet} folgendermaßen berechnet werden ($C_c = 1.0$)

$$u_{jet} = \frac{dV}{dt} \cdot \frac{1}{\varepsilon \cdot (h + \eta_j)} \quad (37)$$

Die Volumenänderung in der Wellenkammer dV (bezogen auf einen Meter Bauwerksbreite) zu jedem Zeitschritt dt wird aus den Messungen der Wasserspiegelauslenkungen (analog zur Ermittlung des Transmissionskoeffizienten der Frontwand (vgl. Abb. 79, rechts) berechnet.

Der für die Volumenänderung zur Verfügung stehende Fließquerschnitt wird durch die momentane Wasserspiegellage ($h + \eta_j$) an der Frontwand und durch die vorhandene Bauwerksporosität festgelegt, wobei vereinfacht ein mittleres u_{jet} über ($h + \eta_j$) angesetzt wird. Strömt Wasser aus der Kammer heraus, dann wird als Wasserspiegellage die Aufzeichnung des Pegels auf der Rückseite der Frontwand ($j = 2$) herangezogen, für den Einstromprozeß die des Pegels vor der Wand ($j = 1$). Die Energiedissipation berechnet sich somit in Abwandlung zu Gl.(35) und mit $C_c = 1.0$ zu:

$$E_{d,R} = \frac{\rho}{2T} \int_0^T u_{jet}^2 \left| \frac{dV}{dt} \right| dt \quad (38)$$

Die Entwicklung des Wellenvolumens in der Kammer und der rechnerisch ermittelten Geschwindigkeit in den Wandöffnungen u_{jet} ist in Abb. 90 beispielhaft für EKS2 (regelmäßiger Seegang $T = 8s$, $H = 0.5m$) über eine Wellenperiode dargestellt. Zur Überprü-

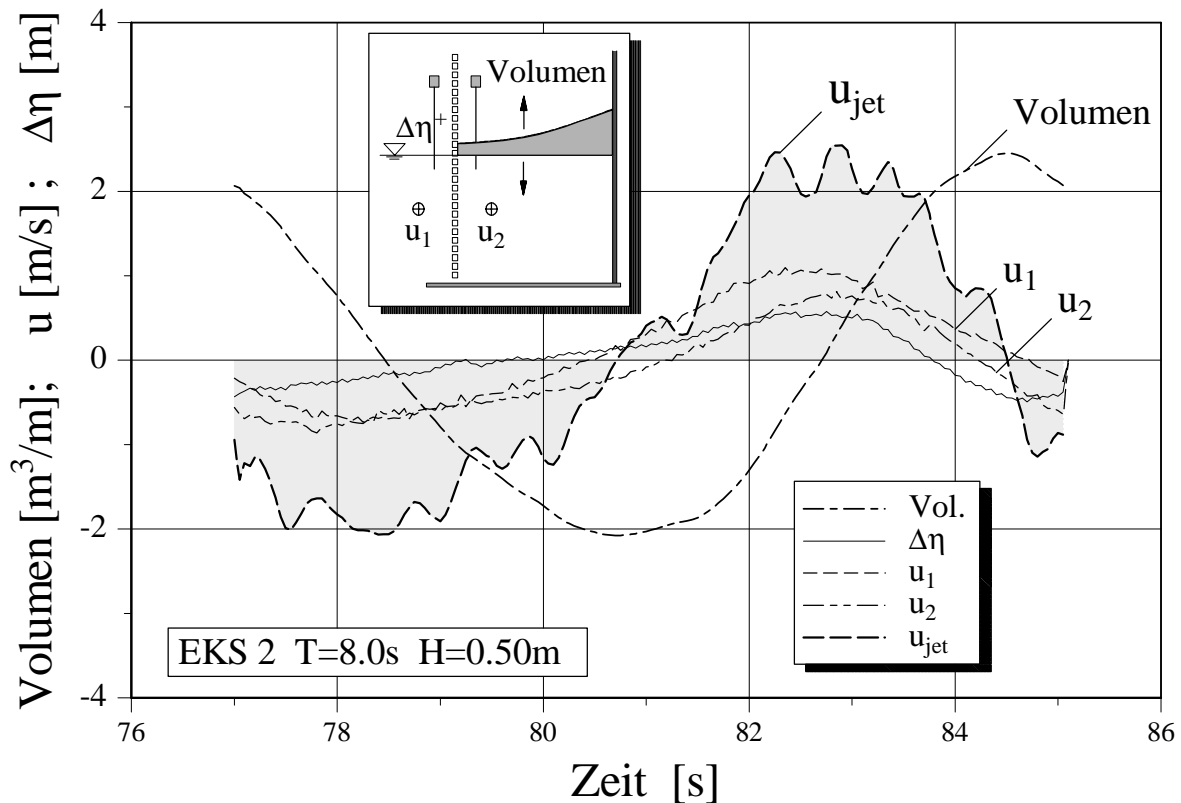


Abb. 90: Aus der Volumenänderung berechnete Geschwindigkeiten in den Wandöffnungen am EKS2 (Entwicklung über die Wellenperiode T).

fung der berechneten Werte sind zusätzlich die gemessenen Horizontalgeschwindigkeiten vor bzw. in der Wellenkammer sowie die Wasserspiegeldifferenz an der Frontwand angegeben. Die Größenordnung der ermittelten Geschwindigkeiten in den Bauwerksöffnungen ist plausibel, wenn näherungsweise die Geschwindigkeit im “freien” Querschnitt in der Wellenkammer mit $u_{jet} \epsilon$ approximiert wird (hier: $u_{jet} \epsilon = 0.4 \text{ m/s}$, Wellenberg). Die Fluktuationen von u_{jet} sind durch die zweifache Ableitung der Wasserspiegelauslenkung bedingt.

Die Analyse nach Gl. (38) führt jedoch zu einer beträchtlichen Überschätzung der Energiedissipation in Größenordnung der einlaufenden Energie, häufig sind diese Werte sogar größer als E_i , wodurch die Verwendung der Ergebnisse nicht möglich ist.

5.3.4 Bestimmung des Überlagerungs- und des Dissipationsanteils an der Wellendämpfung

Da die quantitative Abschätzung der Energiedissipation auf Basis der Methode von *Chegini et al.* (1995) nicht realisierbar ist, muß anstelle der rechnerischen Energiedissipation die Gesamtdissipation als Eingangswert herangezogen werden. In Abwandlung der bisherigen Betrachtungsweise wird in den nachfolgenden Berechnungen nicht das Energiekonzept nach Gl. (15) angesetzt, da sich hieraus eine Unterschätzung des Anteils der Energiedissipation an der Wellendämpfung ergibt (bei optimalem Phasenbezug wird $E_{d,R}$ in der Gesamtbilanz negativ). In der globalen Betrachtung werden daher die analysierte, bzw. die unter Verwendung des Überlagerungsmodells ermittelte Gesamtdissipation ($E_d = E_{d,R} + E_{d,\ddot{u}}$) mit Gl. 39 u. 40 beschrieben:

$$E_d = 1 - C_r \quad (39)$$

bzw.

$$E_{d,5} = 1 - C_{r,5} \alpha_k \quad (40)$$

In dem vorgestellten Überlagerungsmodell ist keine explizite Berücksichtigung der Energieverluste bei der Durchströmung der Frontwand enthalten. Durch Ansatz eines Reflexions- und Transmissionskoeffizienten für die Frontwand, die in der Summe kleiner als 1 sind (vgl. Abb.81), verringern sich jedoch die Amplituden des reflektierten Seegangs. Dieser implizite Ansatz einer zusätzlichen Dämpfung kann - wie erwähnt - nicht aus der Bilanz an der Frontwand ermittelt werden. Daher werden die vom Modell ermittelten Amplituden des reflektierten Seegangs mit der einlaufenden Wellenhöhe gegenübergestellt und daraus die „implizite Energiedissipation“ ermittelt. Dieses Vorgehen entspricht näherungsweise einer Energiebilanz am Gesamtsystem (bestehend aus Front- und Rückwand). Der aus dem linearen Überlagerungsmodell ermittelte Reibungsanteil wird als Differenz der von H_i erhaltenen potentiellen Energie (in Form der reflektierten Amplituden $a_{r,j}$) formuliert, die dem dissipierten Anteil der Wellenhöhe entspricht.

$$E_{d,R,5} = \frac{H_i - 2 \sum_{j=1}^5 a_{r,j}}{H_i} \quad (41)$$

Die Summe der reflektierten Wellenhöhen ($H_{r,j} = 2a_{r,j}$, maximal 5 Komponenten) wird aus den Gleichungen nach Abb. (77) ermittelt. Der der Überlagerung von Teilreflexionen

zugeordnete Anteil $E_{d,\ddot{U}}$ kann nach Gl. (34) aus der Differenz zur theoretischen Gesamtdissipation $E_{d,5}$ ermittelt werden:

$$E_{d,\ddot{U}} = E_{d,5} - \frac{H_i - 2 \sum_{j=1}^5 a_{r,j}}{H_i} \quad (42)$$

Um den gesamten reibungsinduzierten Anteil der Energiedissipation zu beschreiben, wird zusätzlich die Differenz aus dem Vergleich von Reflexionsanalyse und Überlagerungsmodell (vgl. Abb. 89) berücksichtigt:

$$E_{d,R} = \frac{H_i - 2 \sum_{j=1}^5 a_{r,j}}{H_i} + E_{d,5} - E_d \quad (43)$$

Die Gegenüberstellung der Dissipationsanteile mit der relativen Kammerlänge weist eine ausgeprägte Differenzierung auf (Abb. 91). Den B/L - Bereichen, die eine starke Wasserspiegeldifferenz an der Frontwand hervorrufen (vgl. Abschn. 4.2, $B/L = 0.15$ bzw. 0.35) wird aus den Modellbetrachtungen eine entsprechend hohe Energiedissipation infolge Reibung ($E_{d,R}$) zugewiesen.

Der maximale Überlagerungseffekt ($E_{d,\ddot{U}}$) tritt im Bereich optimaler Phasenbeziehungen auf (rd. $B/L = 0.22$). Möglicherweise wird in diesem Bereich der Anteil der Überlagerung etwas überschätzt (vgl. hierzu Abb. 89), so daß der Anteil der Dissipation tatsächlich etwas höher liegt. Die beteiligten hydraulischen Prozesse werden zusätzlich signifikant durch den Einfluß der Wellenhöhe bestimmt.

Die Wellendämpfung in den untersuchten Einkammersystemen wird sowohl durch reibungsbedingte Energiedissipation als auch durch den Überlagerungseffekt hervorgerufen. Deren Bedeutung für die Gesamtdissipation variiert mit der relativen Kammerlänge und dem Verhältnis der Amplituden der Teilreflexionen.

In der Näherungsfunktion für E_{dR}/E_i ist darüber hinaus der Anteil der Zerlegung der einlaufenden Wellen in der Wellenkammer enthalten (Abb. 91). Dieser Einfluß, dessen Auftreten verstärkt für den Bereich $B/L > 0.2$ wahrscheinlich ist, ist vornehmlich Überlagerungsprozessen zuzuordnen, die jedoch anderen Randparametern als bei der Überlagerung der Teilreflexionen von Front- und Rückwand unterliegen. Daher muß dieser Anteil als eigenständiger Mechanismus der Wellendämpfung betrachtet werden.

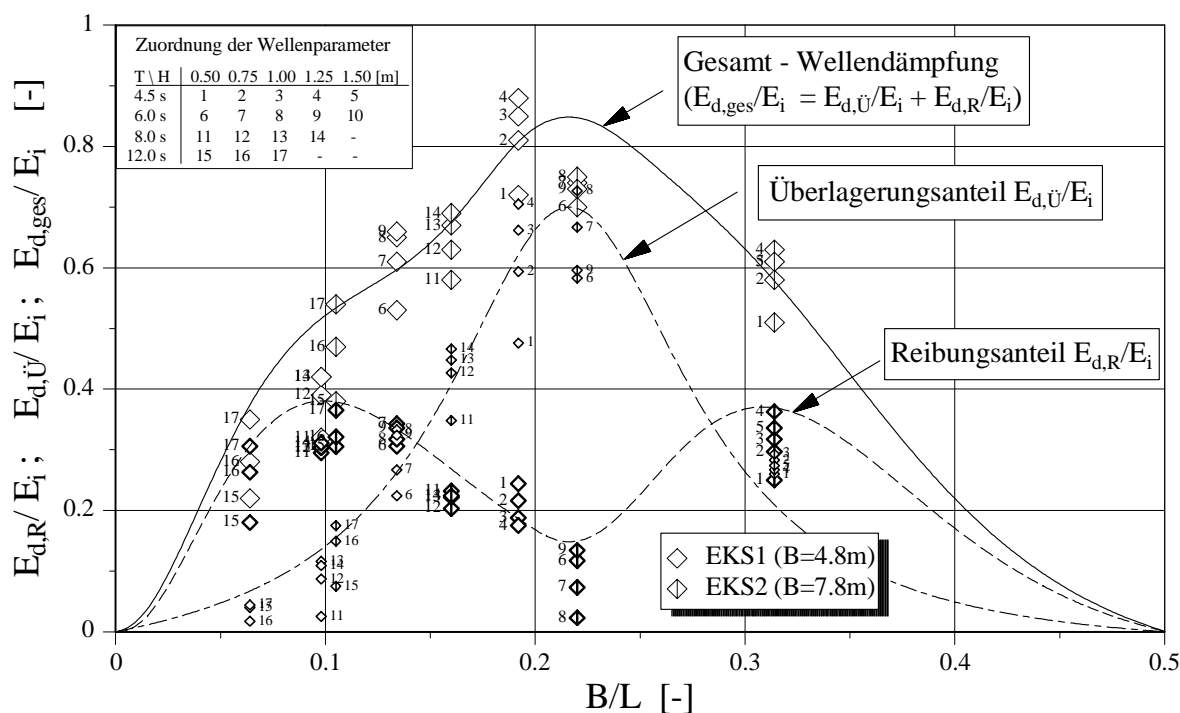


Abb. 91: Anteil des Dissipations- und des Überlagerungseinflusses in Abhängigkeit der relativen Kammerlänge (EKS, regelmäßige Wellen).

5.3.5 Zusammenfassung: Mechanismen der Wellendämpfung in Einkammersystemen

Das Reflexionsverhalten eines Einkammersystems (u.a.) ist an mehrere hydraulische Mechanismen gebunden, die in komplexer Wechselwirkung miteinander stehen. Neben der Phasenbeziehung der Teilreflexionen muß die Aufteilung der Energie an der Frontwand und die reibungsinduzierte Dissipation bekannt sein, um die hydraulischen Verhältnisse in einem Kammersystem näherungsweise zu beschreiben. Unter Flachwasserbedingungen ist zusätzlich der Einfluß des Wellenprofils bei der Überlagerung zu berücksichtigen.

Das vorgestellte lineare Überlagerungsmodell beschreibt die Einhüllende der gemessenen partiell stehenden Wellenfelder in der Wellenkammer und vor dem Bauwerk sehr gut, insbesondere bei Vorliegen moderater Wellenhöhen. Aufgrund der Vernachlässigung der Wellenasymmetrie in linearen Ansätzen, können hingegen die tatsächlichen Minima und Maxima der Wasserspiegelauslenkungen bei zunehmendem Flachwasser-Einfluß vom Modell nicht ausreichend exakt ermittelt werden.

Der Reflexionskoeffizient C_r kann mit dem theoretischen Modell relativ genau berechnet werden, wobei angenommen wird, daß die Differenz zwischen Meß- und Rechenwerten der im Modell nicht explizit berücksichtigten Energiedissipation zuzuordnen ist.

Eine zentrale Rolle bei der Ermittlung des Reflexionskoeffizienten (global) spielt die Aufteilung der einlaufenden Seegangsenergie an der Frontwand, die signifikant von der relativen Kammerlänge B/L , der Frontwandporosität ε sowie der Wellenhöhe H_i abhängt und die Amplitude der Teilreflexionen von durchlässiger Frontwand und dichter Rückwand festlegt.

Der stärkste Überlagerungseffekt tritt ein, wenn (i) die Teilreflexionen eine ähnliche Amplitude aufweisen, (ii) deren Phasenbezug optimal ist und wenn (iii) Wellenberg und Wellental der Teilreflexionen möglichst symmetrisch zum Ruhewasserspiegel liegen. Dieser Fall tritt bei den untersuchten Einkammersystemen im Bereich etwa $B/L = 0.22$ auf. Außerhalb dieses Bereiches nimmt der Überlagerungseffekt ab und der Anteil der Energiedissipation an der Wellendämpfung steigt an. Bei relativ großen Wellenkammern ($B/L > 0.25$) kann die Wellendämpfung des Bauwerks zusätzlich infolge der Zerlegung der einlaufenden Wellen durch Anregung von Kammer-Eigenschwingungen verändert werden. Bei Vorliegen sehr günstiger Phasenbeziehungen wirkt sich dieser Effekt eher negativ aus, bei weiter ansteigender Kammerlänge, wo normalerweise der Anteil der Rückwandreflexion erneut dominierend wird, kann die zusätzliche destruktive Überlagerung von Teilwellen hingegen (global betrachtet) reflexionsmindernd wirken.

6 Belastung von Bauwerken mit durchlässiger Front unter nichtbrechenden Wellen

6.1 Seegangsbelastung eines Einzelfilters

Die Belastung eines vertikalen Küstenbauwerkes unter nichtbrechenden Wellen wird wesentlich durch den Druckgradienten an der Struktur und - bei durchlässigen Wänden - zusätzlich durch Strömungs- und Trägheitskräfte hervorgerufen. Da die Druckdifferenz und die Wellenbelastung der untersuchten Filterwände im zeitlichen Verlauf sehr starke Ähnlichkeit aufweisen, soll in diesem Abschnitt eine Methode zur Belastungsermittlung allein auf Basis der Wasserspiegelauslenkungen vorgestellt werden.

Die Wasserspiegelauslenkungen an durchlässigen und dichten Einzelwänden infolge Seegang lassen sich - wie im Abschnitt 4.1 gezeigt - sehr genau prognostizieren. Nachfolgend sollen zunächst bestehende theoretische Ansätze zur Beschreibung der Druckverteilung an undurchlässigen Wänden überprüft werden. Auf der Grundlage der nach den Gln.(7) und (8) ermittelten Wasserspiegelauslenkungen wird anschließend ein ausgewählter theoretischer Ansatz modifiziert und hinsichtlich des Einflusses der Strukturporosität erweitert. Die auf diese Weise ermittelten Näherungslösungen für Druckverteilungen unter regelmäßigen Wellen werden an Wellenspektren überprüft. Wesentliche Qualitätskriterien zur Überprüfung stellen hierbei die ermittelte resultierende Gesamtlast sowie deren Lastangriffspunkt dar.

6.1.1 Druckverteilung an einer undurchlässigen senkrechten Wand (Referenzfall)

Theoretische Ansätze zur Druckverteilung unter Wellen stehen ausschließlich für fortschreitende Wellen (ohne Bauwerk) bzw. für vollständig stehende Wellenfelder (glatte dichte senkrechte Wände) zur Verfügung. Zur Gegenüberstellung der analysierten Messungen mit bestehenden theoretischen Ansätzen werden neben der Goda-Methode (1985) folgende Ansätze berücksichtigt:

- Sainflou (1928, lineare Wellentheorie)
- Miche (1944, Stokes 2.Ordnung, in *Wiegel* (1964))
- Horikawa (1978, Modifikation auf Basis linearer Theorie)
- Cnoidaltheorie (Approximation 2. Ordnung, in *Sobey* (1997))

Eine Ableitung der Cnoidaltheorie für stehende Wellen liegt bisher nicht vor. Im folgenden wird dieser Fall näherungsweise durch eine Verdoppelung der Höhe der einlaufenden Welle beschrieben. Für die weiteren theoretischen Ansätze, deren Gleichungen in Tab. 4 angegeben sind (siehe Abschn. 2.2, wo ebenfalls eine Definitionsskizze vorliegt), wird die analysierte Höhe der einlaufenden Welle (H_i) zugrunde gelegt.

Die Größe des dynamischen Wellendruckes im Ruhewasserspiegel wird in erster Linie durch die Wasserspiegelauslenkung bestimmt, wohingegen die Druckhöhenänderung in der Wassersäule primär durch die relative Wassertiefe beeinflusst und in der linearen Wellentheorie durch den Druck-Antwort-Faktor

$$K = \frac{\cosh(k(h+z))}{\cosh(kh)} \quad (44)$$

beschrieben wird.

Unter einem Wellenberg kommt es dabei - im Vergleich zum quasistatischen Druck - durch die der Erdbeschleunigung entgegengesetzten Vertikalbeschleunigung der Wasserpunkte zu einer Druckminderung. Die Druckminderung ist in dem Bereich groß, wo hohe Orbitalgeschwindigkeiten und -beschleunigungen vorliegen (d.h. nahe dem Ruhewasserspiegel). Unter einem Wellental ist entsprechend eine Druckzunahme im Vergleich zum quasistatischen Druck zu verzeichnen. Mit zunehmender Entfernung von der Wasserspiegeloberfläche reduziert sich dieser Einfluß.

In Abb. 92 sind gemessene Druckverteilungen mit unterschiedlicher Druckabnahme über die Wassertiefe an einer undurchlässigen Wand (Wellenberg) mit den genannten theoretischen Ansätzen gegenübergestellt.

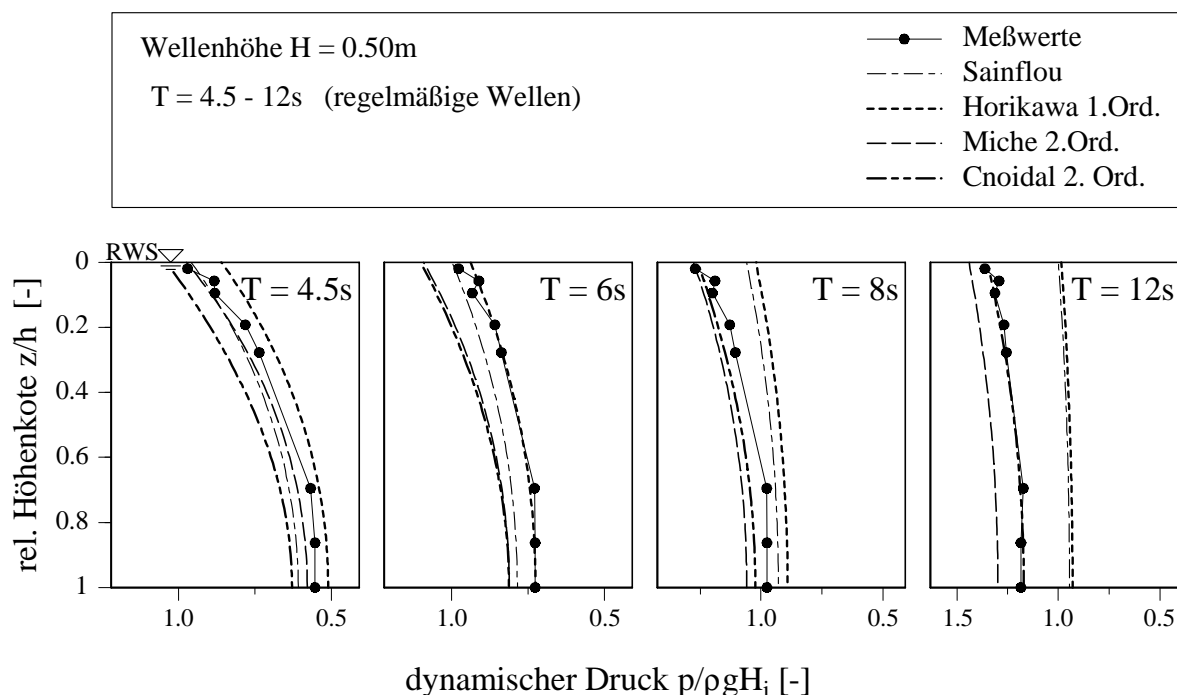


Abb. 92: Verlauf des dynamischen Wellendruckes unter einem Wellenberg. Gegenüberstellung von Meßwerten mit rechnerischen Druckverteilungen verschiedener theoretischer Ansätze ($H = 0.50\text{m}$).

Die nach *Sainflou* ermittelten Druckverteilungen (lineare Wellentheorie) führen bei Wellenperioden $T \leq 6s$ zu einer konservativen Ermittlung der Belastung. Bei langperiodischen Wellen werden die gemessenen Ergebnisse jedoch stark unterschätzt.

Horikawa (1978) erweitert die lineare Wellentheorie um einen Abminderungsterm, der die zusätzliche Druckabnahme oberhalb des Ruhewasserspiegels bei stehenden Wellen berücksichtigt. Kurzperiodische Wellen geringer Höhe ($T = 4.5s$, $H = 0.50m$, Abb. 92, links) lassen sich noch verhältnismäßig gut durch den Ansatz nach *Horikawa* (1978) beschreiben. Der Abminderungsterm wird jedoch etwas zu hoch ermittelt. Mit wachsenden Wellenperioden gleicht sich der Verlauf den nach linearer Theorie berechneten Werten an.

Nach Theorie zweiter Ordnung (*Miche*, 1944, in *Wiegel*, 1964) berechnete Druckwerte liegen hingegen in der gesamten Bandbreite der durchgeführten Versuche über den gemessenen Werten. Der qualitative Verlauf der Druckabnahme über die Wassertiefe wird mit Theorie zweiter Ordnung sehr gut wiedergegeben.

Ähnliches gilt ebenfalls für die vereinfacht für stehende Wellen angewandte Cnoidaltheorie 2.Ordnung. Hinsichtlich sehr langperiodischer Wellen ($T = 12s$) ergeben sich hierfür nahezu identische Druckverläufe im Vergleich zu den Meßwerten. Damit bestätigt sich, daß die Cnoidaltheorie zur Beschreibung nichtlinearer Flachwasserwellen sehr gut geeignet ist (*SPM*, 1984). In diesem Bereich führt die Theorie zweiter Ordnung (*Miche*) hingegen zu stark überhöhten Werten.

6.1.2 Vorschlag zur Ermittlung der Druckverteilung an undurchlässigen Einzelwänden

Der von *Horikawa* (1978) eingeführte Reduktionsterm erbringt eine zusätzliche Unterschätzung der Druckwerte. Ein maßgebender Grund liegt in der Annahme eines um die Ruhewasserspiegellage symmetrisch verlaufenden Wellenprofils, wodurch der Wellenaufbau am Bauwerk unterschätzt wird.

Eine Korrektur der Gleichung unter Berücksichtigung der rechnerisch ermittelten maximalen Wasserspiegelauslenkung an der (undurchlässigen) Wand (Gl. 45) anstelle der Höhe der einlaufenden Welle H allein reicht nicht aus, um die Meßdaten ausreichend genau zu prognostizieren. Eine Unterschätzung der Druckwerte, wie sie beim *Horikawa*-Ansatz auftritt, wird hierdurch jedoch weitestgehend umgangen. Lediglich sehr steile Wellen (z.B. $T = 4.5s$, $H_1 = 1.25m$) werden weiterhin unterschätzt.

Bedingt durch die Berücksichtigung der nichtlinearen Wasserspiegelauslenkung anstelle der Wellenhöhe im *Horikawa* Ansatz werden hingegen sehr langperiodische Wellen zum Teil überschätzt. Um diesen Nachteil auszugleichen, werden die rechnerischen Druck-

werte langperiodischer Wellen durch einen Korrekturfaktor reduziert:

$$\frac{p}{\rho g} = \eta^+ \left[1 + \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} - \frac{\cosh k(h+\eta^+)}{\cosh kh} \right] - \eta^+ \frac{1}{2} \tanh(\Pi^2) \quad (45)$$

Der Korrekturwert ist durch die rechnerisch nach Gl. (7) ermittelte Wasserspiegelauslenkung vor der Struktur und durch den Nichtlinearitätsparameter Π (siehe Gl. 5) nach *Goda* (1983) festgelegt. Die maximale Abminderung stark nichtlinearer Wellen beträgt 50% der Wasserspiegelauslenkung am Bauwerk (Wellenberg). Nahezu lineare Wellen ($\Pi = 0$) unterliegen keiner zusätzlichen Dämpfung.

Abb. 93 zeigt die berechneten Druckverteilungen für eine undurchlässige vertikale Wand bei unterschiedlichen Seegangparametern nach linearer Theorie, *Goda* (1985) und *Horikawa* (1978) sowie nach der hier vorgeschlagenen Methode im Vergleich mit den gemessenen Druckwerten.

Zusätzlich ist eine Abwandlung des Miche - Ansatzes angegeben, der die erläuterte Überschätzung der Druckwerte korrigiert, indem der konstant über die Wassertiefe wirkende Abminderungsterm (letzter Term in Gl. (46): Wellenberg $\rightarrow \cos(2\omega t) = -1$):

$$+ \frac{\pi H^2}{4L} \tanh(kh) \cdot \cos(2\omega t) \quad (46)$$

dahingehend verändert wird, daß die Wellenhöhe H durch zwei von der maximalen positiven Wasserspiegelauslenkung vor der Struktur abhängige Terme ergänzt und der Faktor $\tanh(kh)$ durch den Kehrwert $\coth(kh)$ ersetzt wird:

$$+ \frac{\pi}{4L} \left[0.5(\eta^+)^2 + \frac{(\eta^+)^2}{\cosh^2(kh)} + H^2 \right] \coth(kh) \cdot \cos(2\omega t) \quad (47)$$

Dadurch wird die Abminderung des Wellendruckes insbesondere bei Flachwasserwellen verstärkt und eine sehr gute Anpassung der Versuchsdaten ermöglicht. Bei Anwendung auf die Druckerhöhung (s.o.) unter einem Wellental, führt diese Modifikation jedoch zu einer Überschätzung der gemessenen Werte (vgl. Abschnitt 4.1, Wasserspiegelauslenkungen). Deshalb soll die Erweiterung der Gleichungen auf durchlässige Strukturen auf der Grundlage der linearen Theorie in Anlehnung an den *Horikawa*-Ansatz erfolgen.

Die Druckverteilungen an einer undurchlässigen Wand lassen sich in guter Näherung mit der vorgestellten Korrektur ermitteln. Wie Abb. 93c, d zeigt, kann die Druckabnahme über die Wassertiefe bei langperiodischen Wellen zwar nur begrenzt durch einen linea-

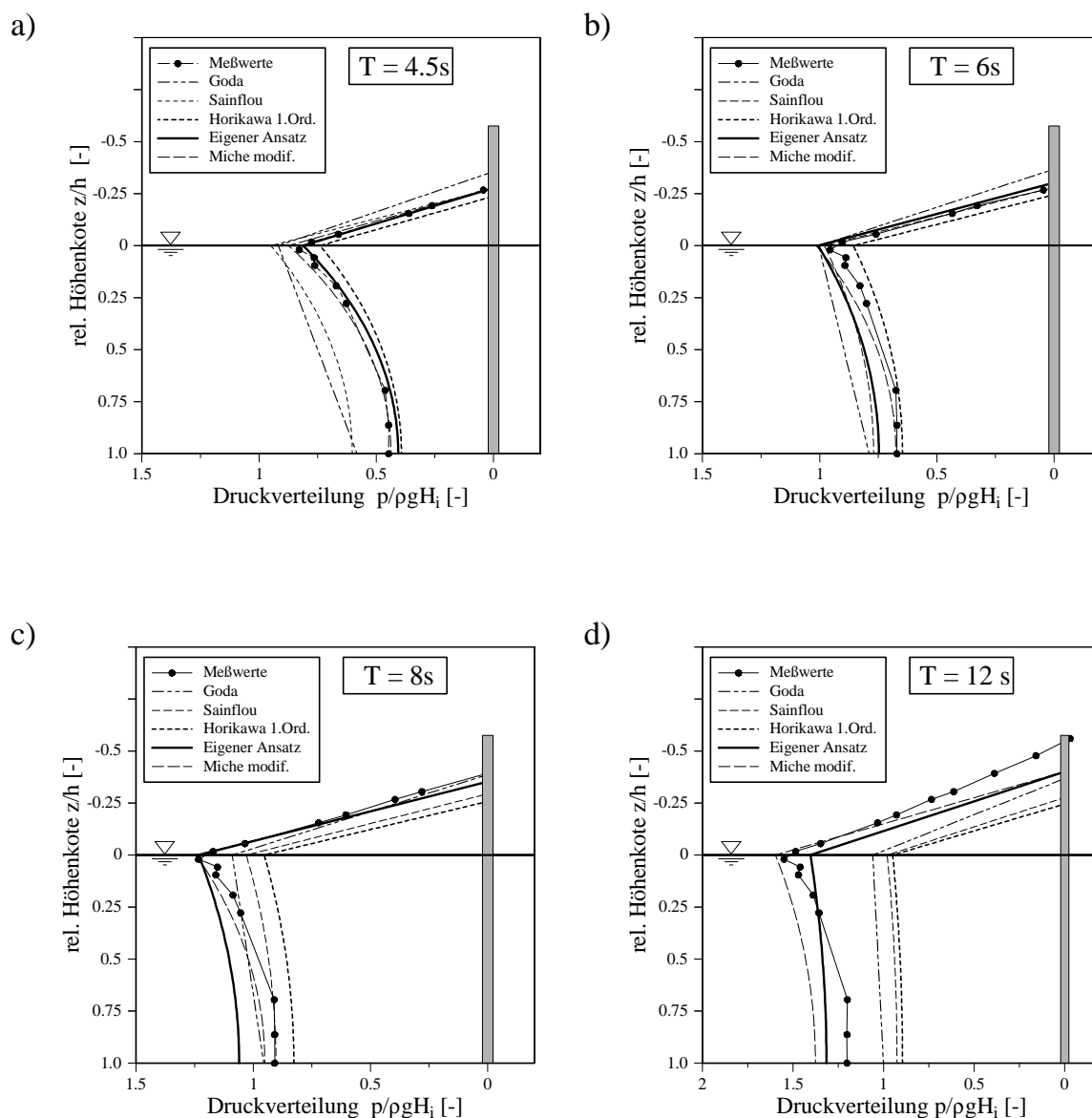


Abb. 93: Berechnete Druckverteilungen nach *Sainflou* (1928), *Miche* (in modifizierter Form), *Goda* (1985) und *Horikawa* (1978), sowie nach Gl.(45) im Vergleich mit Messungen an der undurchlässigen Wand (regelmäßige Wellen, $H=1.0m$).

ren Ansatz beschrieben werden, die rechnerisch ermittelten Druckwerte liegen jedoch auf der sicheren Seite. Die Ermittlung der Druckverteilung unter einem Wellental wird durch Ansatz der entsprechenden minimalen Wasserspiegelauslenkungen vor der Struktur η^- durchgeführt. Die Ergebnisse bezüglich der Druckverteilungen unter einem Wellental werden im Zusammenhang mit den Erweiterungen für durchlässige Strukturen vorgestellt.

6.1.3 Erweiterung des Ansatzes zur Ermittlung der Druckverteilung an durchlässigen Einzelwänden

Aufbauend auf diesen Vorbetrachtungen am Referenzfall der undurchlässigen Wand soll nachfolgend ein Ansatz vorgestellt werden, der die Ermittlung der Druckverteilungen an durchlässigen Strukturen ermöglicht. Bedingt durch die Wechselwirkung der Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter einer durchlässigen Wand sind die hydraulischen Verhältnisse unter einem partiell stehenden Wellenfeld weitaus komplexer als bei totaler Reflexion an einer undurchlässigen Wand. Wie bei der Untersuchung der hydraulischen Verhältnisse (Abschn. 4.1) erläutert, ist der Fließwiderstand, und somit die Aufteilung zwischen fortschreitenden und stehenden Anteilen des Wellenfeldes vor der Struktur sowohl von der Strukturdurchlässigkeit, als auch von den Seegangsparametern bestimmt.

Abb. 94 zeigt die in äquidistanten Zeitintervallen ($\Delta t = 0.1T$) simultan auf der Vorder- und Rückseite einer Einzelwand ($\epsilon = 20\%$) gemessenen Druckverteilungen sowie die resultierende Gesamtbelastung der Wand (Pfeil in Höhe der Wirkungslinie) für eine reguläre Welle ($T = 8s$, $H = 0.75m$). In Abb. 94a liegen die Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter der Struktur nahe dem Ruhewasserspiegel, daher ist die resultierende Horizontalkraft sehr gering. Zusätzlich zu den äquidistanten Belastungssituationen sind die Druckverteilungen zum Zeitpunkt der resultierenden maximalen Horizontalkraft in seewärtige Richtung (F_{min} , Abb. 94, f) und in Wellenanlaufrichtung (F_{max} , Abb. 94, j) angegeben.

Erkennbar ist die vergleichsweise niedrigere, geringfügig länger andauernde Wellenbelastung entgegen der Wellenanlaufrichtung (Wellental) und die relativ hohe, kürzer auftretende Wellenbelastung unter dem Wellenberg, wie sie für asymmetrische Wellenprofile charakteristisch ist. Die maximalen Bauwerkslasten (Wellental, Wellenberg) sind dabei weniger von der absoluten Größe als vom Verhältnis der Druckwerte vor und hinter der Struktur bestimmt. Die resultierende Belastung ist in starkem Maße von den Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter Struktur geprägt, die von den Seegangsparametern und der Bauwerksporosität festgelegt werden.

Der Einfluß der Porosität wird in Abb. 95 deutlich, in der die - simultan auf der Vorder- und Rückseite von Einzelwänden unterschiedlicher Durchlässigkeit - gemessenen Druckverteilungen (Abb. 95a), sowie die analysierten resultierenden Druckverteilungen (Abb. 95b) dargestellt sind. Die Druckverteilungen zeigen die Situation zum Zeitpunkt eines Wellenberges an der Struktur am Beispiel eines regelmäßigen Seegangs ($T = 8s$, $H = 0.75m$). Zur Einordnung der Messungen ist das Ergebnis der Berechnungen nach *Goda* (1985) für undurchlässige Wände angegeben (schraffiert dargestellt), dessen Ansatz in diesem Fall zur Unterschätzung der auftretenden Lasten ($\epsilon = 0\%$) führt.

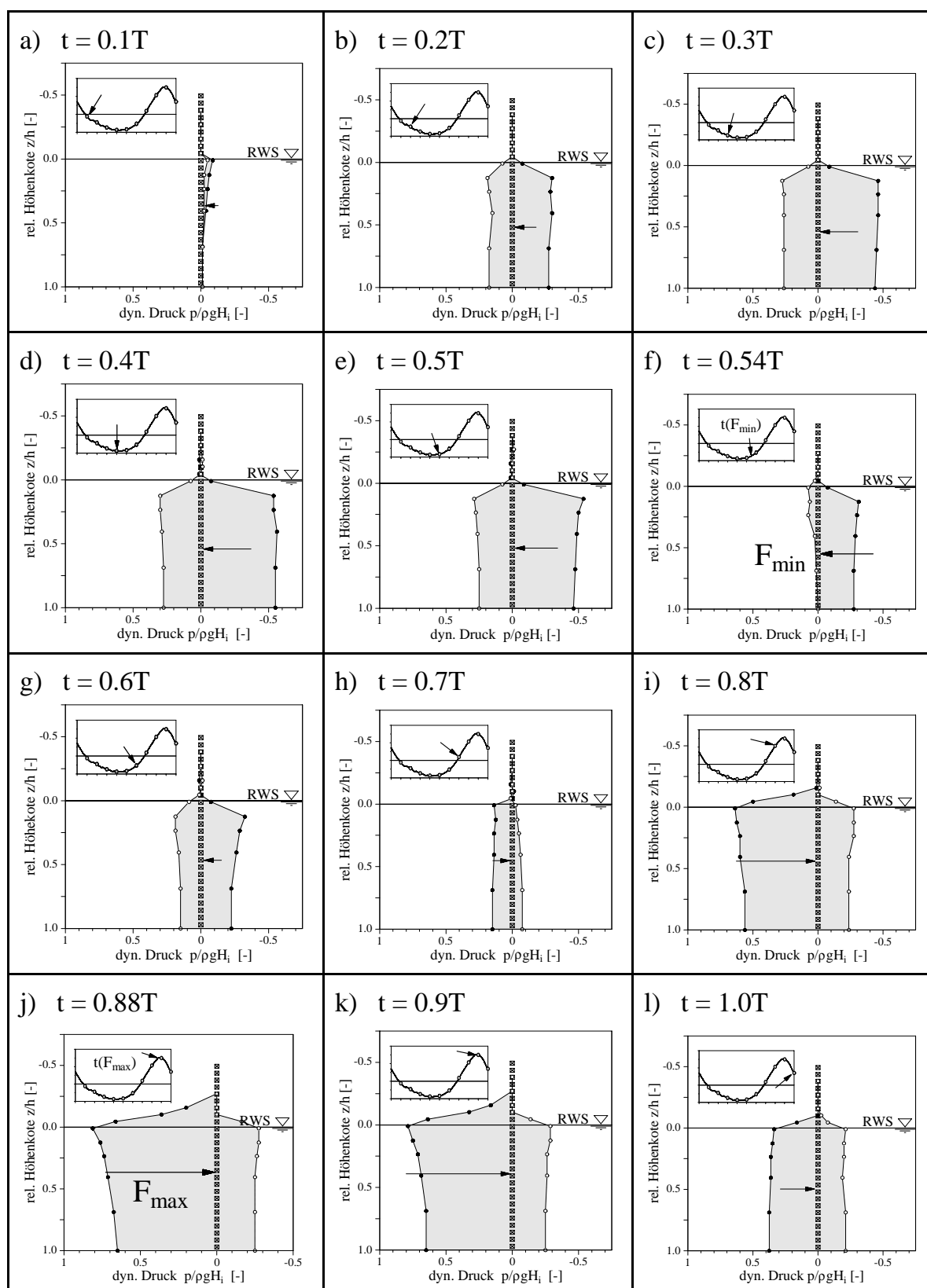


Abb. 94: Zeitliche Variation der Druckverteilung vor und hinter einer durchlässigen Einzelwand ($\epsilon = 20\%$) über einen Wellenzyklus einer regelmäßigen Welle ($T = 8\text{s}$, $H = 0.75\text{m}$).

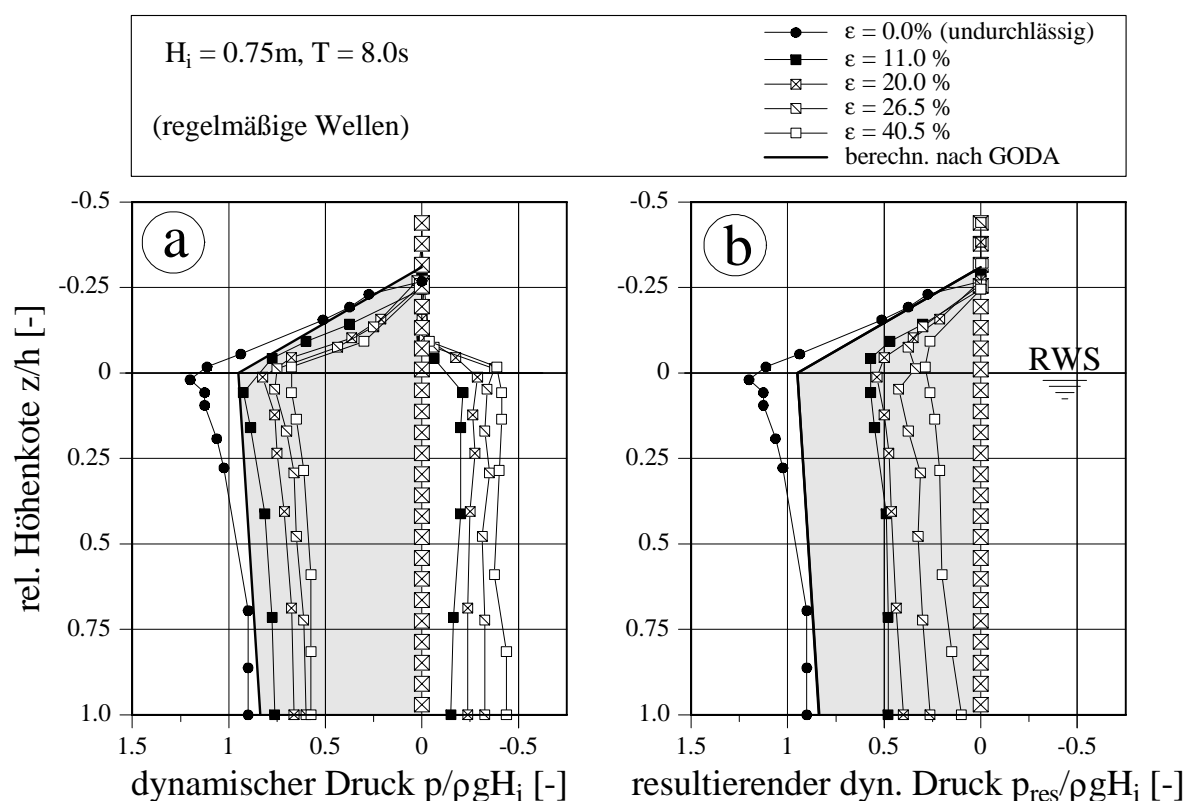


Abb. 95: Druckverteilungen vor und hinter verschiedenen durchlässigen Wänden (a), sowie resultierende Druckverteilungen (b).

Mit Zunahme der Strukturporosität verringern sich einerseits die Drücke an der Wandvorderseite, andererseits verstärken sich die leeseitigen Druckwerte. Das führt beispielsweise bei einer Porosität von $\epsilon = 40.5\%$ zu resultierenden Druckbelastungen, die auf 1/5 der undurchlässigen Wand absinken.

Neben der starken Belastungsreduktion (die mit einer deutlichen Erhöhung der Wellen- transmission einhergeht) verläuft die Druckabnahme über die Wassertiefe im Vergleich zu undurchlässigen Wänden weniger ausgeprägt. Dies ist besonders auf der Bauwerksrückseite zu beobachten (Abb. 95).

Um die unterschiedlichen Druckverläufe vor und hinter der Struktur zu berücksichtigen, und um die Wellenbelastungen durchlässiger und undurchlässiger Wände gleichermaßen zu beschreiben, sollen in einem 1. Schritt getrennte Ansätze zur Ermittlung der Druckverteilung für die Vorder- und Rückseite der Wand abgeleitet werden. In einem 2. Schritt wird aus diesen beiden Anteilen die resultierende Belastung berechnet. Die nachstehenden Gleichungen bestehen im wesentlichen aus dem modifizierten Ansatz (Gl. 45) nach Horikawa (1978) unter Hinzuziehung weiterer Terme, die den Einfluß der Strukturporosität berücksichtigen.

Die Wertung der Einflußparameter unter Anwendung einer linearen Regression ist nicht immer geeignet um die beteiligten Prozesse zu charakterisieren. Zur Einbeziehung der

Grenzfälle $\varepsilon = 0\%$ (dichte senkrechte Wand, nahezu total stehende Wellen) und $\varepsilon = 100\%$ (kein Bauwerk, fortschreitende Wellen) erwies es sich als notwendig, den Porositätseinfluß durch zwei Einzelterme zu beschreiben, wobei einer der Terme zusätzlich den Einfluß der relativen Wassertiefe berücksichtigt. Die Gleichungen zur Ermittlung der Druckverteilungen wurden in Gegenüberstellung mit den gemessenen Druckwerten empirisch überprüft und optimiert. Bevor auf die einzelnen Terme der vorgeschlagenen Berechnungsmethode eingegangen wird, sind nachstehend die Berechnungsgleichungen zusammengestellt.

Druckverteilung an der Wandvorderseite:

$$\frac{p_v}{\rho g} = \eta_v \left[1 + \frac{\cosh(k(h+z))}{\cosh(kh)} - \frac{\cosh(k(h+\eta_v-\eta_h))}{\cosh(kh)} - \frac{1-\varepsilon}{2} \cdot \tanh(\Pi^2) - \psi_{\eta\varepsilon,v} \right] \quad (48)$$

mit $\eta = \eta^+$ (Wellenberg) und $\eta = \eta^-$ (Wellental)
und

$$\psi_{\eta\varepsilon,v} = \left[\frac{\eta_{v+} - \varepsilon \eta_{h+}}{H_i} \cdot \frac{\varepsilon}{4} \right] - \left[\frac{\eta_{v+} - \eta_{h+}}{H_i} \cdot \varepsilon \right] (1 - \tanh(kh)) \quad (49)$$

Druckverteilung an der Wandrückseite:

$$\frac{p_h}{\rho g} = \eta_h \left[1 + \frac{\cosh(k(h+z)\sqrt{\varepsilon})}{\cosh(kh)\sqrt{\varepsilon}} - \frac{\cosh(k(h+\eta_v-\eta_h))}{\cosh(kh)} \pm \psi_{\eta\varepsilon,h} \right] \quad (50)$$

mit $\eta = \eta^+$ bzw. $-\Psi_{\eta\varepsilon,h}$ (Wellenberg) und $\eta = \eta^-$ bzw. $+\Psi_{\eta\varepsilon,h}$ (Wellental)
und

$$\psi_{\eta\varepsilon,h} = \left[\frac{\eta_{v+} - \varepsilon \eta_{h+}}{H_i} \cdot \frac{\sqrt{1-\varepsilon}}{2} \right] - \left[\frac{\eta_{v+} - \eta_{h+}}{H_i} \cdot \varepsilon \right] (1 - \tanh(kh)) \quad (51)$$

Erläuterungen der Terme in Gl. (48): Wandvorderseite

Bei durchlässigen Strukturen führen die verringerten Wasserspiegelauslenkungen (aufgrund der verminderten Reflexion) - und damit die reduzierten Orbitalbeschleunigungen in vertikaler Richtung zu einem veränderten Druckverlauf in der Wassersäule. Um in der von Horikawa (1978, vgl. Tab. 4) vorgeschlagenen Korrektur hinsichtlich der zusätzlichen Druckabnahme lediglich den stehenden Anteil der Wellen zu berücksichtigen, wird die Wasserspiegelauslenkung η_v vor der Struktur in Gl. 45 ($\varepsilon = 0\%$) durch die Wasserspiegeldifferenz an der durchlässigen Wand in Gl. (48) und (50) ersetzt. Bei einer vollständig durchlässigen Wand ($\varepsilon = 100\%$) und linearen Wellen fällt der Term heraus und die Funktionen führen auf die Grundgleichungen fortschreitender Wellen zurück.

Der Term zur Berücksichtigung der stärkeren Reduktion der Druckwerte (nichtlinearer) langperiodischer Wellen an undurchlässigen Wänden wird mit zunehmender Bauwerksporosität zurückgenommen (siehe Gl. 48), da parallel die Asymmetrie der Wasserspiegelauslenkungen an der Struktur abnimmt. Dieser veränderte Einfluß der Wellenasymmetrie steht in Analogie zur fiktiven Wasserspiegelanhebung h_0 nach Miche (1944), die für stehende Wellen den vierfachen Wert dessen für fortschreitende Wellen annimmt, obwohl sich die Wasserspiegelauslenkung lediglich verdoppelt.

Der Abminderungsterm $\psi_{\eta\varepsilon,v}$ in Gl. (48) charakterisiert die zusätzliche Reduktion des Wellendruckes auf der Vorderseite durchlässiger Wände, sowohl bei rein fortschreitenden Wellen ($\eta_v = \eta_h$) als auch bei rein stehenden Wellen ($\varepsilon = 0\%$) fällt dieser Term heraus. Die in $\psi_{\eta\varepsilon,v}$ enthaltenen Parameter der relativen Wasserspiegeldifferenz $(\eta_{v+} - \eta_{h+})/H_i$ und der Porosität ε wirken sich dabei gegenläufig auf die Druckminderung aus: bei niedrigen Porositäten treten i.A. starke Unterschiede in den Wasserspiegellagen vor und hinter der Wand auf, während sich bei hohen Porositäten die Wasserspiegeldifferenz an der durchlässigen Struktur verringert. Dies beschreibt die enge Verknüpfung zwischen Bauwerksdurchlässigkeit und Seegangsbedingungen: eine Wand geringer Porosität verhält sich unter moderaten Seegangsverhältnissen hinsichtlich $\psi_{\eta\varepsilon,v}$ ähnlich einer Wand größerer Porosität unter Einfluß hoher Wellen. Um die physikalische Bedeutung des Parameters näher zu veranschaulichen, ist $\psi_{\eta\varepsilon,v}$ den gemessenen relativen Wasserspiegeldifferenzen $(\eta_{v+} - \eta_{h+})/H_i$ unter Einbeziehung der Wellenzahl (in Form des Terms $1 - \tanh(kh)$) in Abb. 96 gegenübergestellt.

$\psi_{\eta\varepsilon,v}$ nimmt unter den Bedingungen der durchgeführten Untersuchungen Werte zwischen $0.03 < \psi_{\eta\varepsilon,v} < 0.16$ an. Niedrige Beiwerte treten bei kurzperiodischen Wellen geringer Höhe auf. Mit Ansteigen der Wellenlänge und der Wellenhöhe nimmt auch $\psi_{\eta\varepsilon,v}$ zu. Im Bereich der hier untersuchten Wände sinkt der $\psi_{\eta\varepsilon,v}$ -Wert mit Abnahme der Porosität. Dafür sind zweierlei Erklärungen möglich: i) die Berücksichtigung der Wasserspiegeldifferenz anstelle der Wellenhöhe H im Horikawa-Ansatz (Gl. 45) ergibt insbesondere bei stärker durchlässigen Wänden nur geringe Druckabminderungen, die nicht den tat-

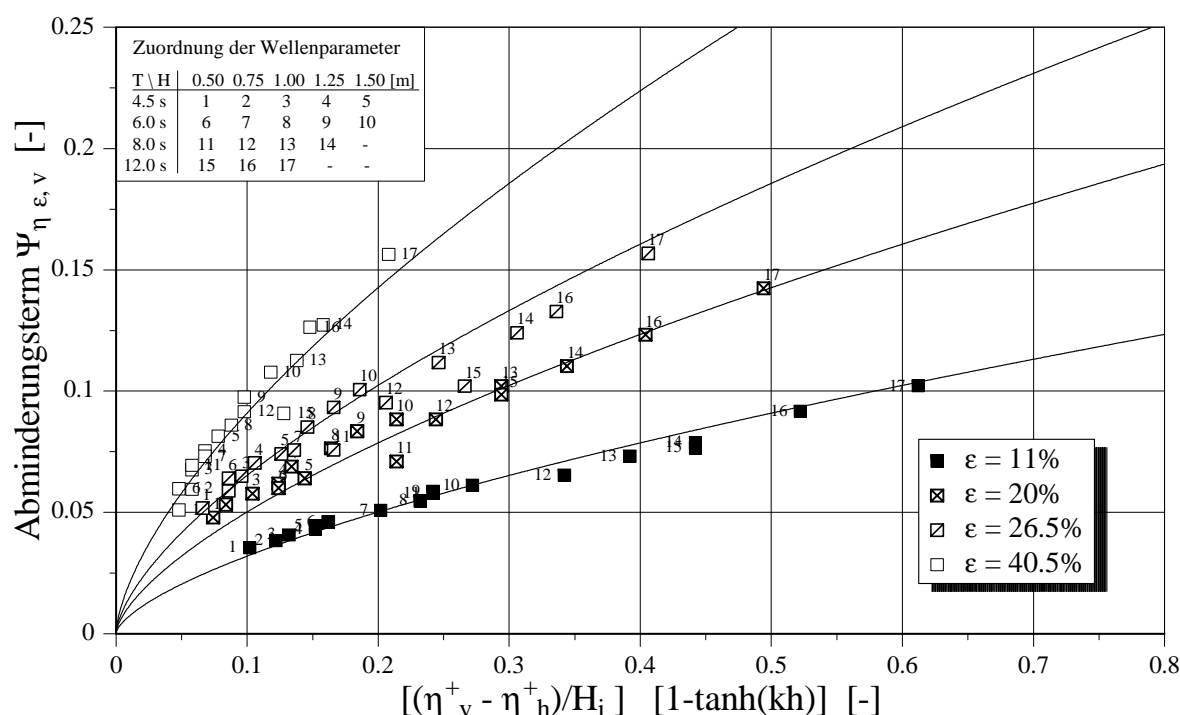


Abb. 96: Beziehung zwischen Druckminderungsparameter $\Psi_{\eta_{\epsilon,v}}$ und der bezogenen Wasserspiegeldifferenz vor und hinter der durchlässigen Wand.

sächlichen Verhältnissen entsprechen, oder ii) die stärkere Umströmung der Querelemente führt bei hoch durchlässigen Wänden zu einer zusätzlichen Druckabnahme an der Wand (Bernoulli-Effekt).

Im Wellental bleibt die Form der Gleichungen für die Druckverteilung vor der Wand erhalten, d.h., die Terme verhalten sich analog zum Druck-Antwort-Faktor in der linearen Wellentheorie.

Erläuterungen der Terme in Gl. (50): Wandrückseite

Die Druckabnahme über die Wassertiefe hinter dem Bauwerk ist aufgrund der geringeren Wasserspiegelauslenkungen und der Vergleichmäßigung der Energie in der Wassersäule wesentlich geringer ausgeprägt als vor der Wand (vgl. Abb. 95). Daher wird ein von der Porosität abhängiger Multiplikator in dem Druck-Antwort-Faktor K eingeführt, der berücksichtigt, daß die Druckabnahme hinter dem Bauwerk mit Reduzierung der Strukturporosität an Ausprägung verliert:

$$K' = \frac{\cosh(k(h+y)\sqrt{\epsilon})}{\cosh(kh\sqrt{\epsilon})} \quad (52)$$

Auf der Bauwerksrückseite stehen die Wellenamplituden, Geschwindigkeiten und Was-

serspiegelgradienten mit dem Verbaungsgrad $(1 - \varepsilon)$ anstelle der Porosität ε in Relation, daher ist der für durchlässige Wände eingeführte Korrekturwert $\psi_{\eta, h}$ im ersten Term mit dem Faktor $(1 - \varepsilon)^{0.5}$ gekoppelt.

Im Wellenberg wird auf der Bauwerksrückseite analog zum K-Faktor vor der Wand eine Abminderung der Druckwerte durch die Vertikalbeschleunigung berücksichtigt. Physikalisch ist die Druckminderung hinter der Wand jedoch vorwiegend den vorherrschenden hohen Geschwindigkeiten (jet) zuzuordnen. Infolgedessen kommt es auf der Bauwerksrückseite zu einem Druckabfall (analog zum Borda - Verlust), der durch den Bernoulli-Effekt sowie durch den Lufteintrag (vgl. Abschn. 4.2) und der damit verbundenen Wichteänderung des Fluids verstärkt wird.

Das Vorzeichen des zusätzlich eingeführten Korrekturterms $\psi_{\eta, h}$ auf der Bauwerksrückseite ist im Lastfall "Wellental" hingegen positiv, da hier ein - wenn auch durch den Bauwerkseinfluß gestörtes - fortschreitendes Wellenfeld vorliegt, bei dem Vertikalbeschleunigungen weniger ausgeprägt sind als vor der Wand. Zusätzlich wird das Absinken des Wasserspiegels infolge des Aufstaus bei der Rückströmung durch das Bauwerk stark reduziert. Um dies zu berücksichtigen, wird die von *Horikawa* (1978) angesetzte Korrektur für das Wellental vor der Struktur durch die Veränderung des Vorzeichens teilweise kompensiert.

Die Ergebnisse der berechneten Druckverteilungen (nach Gl. 48 u. 50) unter einem Wellenberg sind in den Abb. 97 - 100 mit den gemessenen Druckwerten der untersuchten Strukturporositäten ($\varepsilon = 0\%, 11\%, 20\%, 40.5\%$) beispielhaft für eine Wellenhöhe von $H = 1.0\text{m}$ gegenübergestellt (die rechnerischen Druckverteilungen sind im gleichen Symbol dargestellt, wie die dazugehörigen Meßwerte der jeweiligen Wand). Auf die Darstellung der Ergebnisse der Wand mit $\varepsilon = 26.5\%$ wurde zur besseren Übersicht verzichtet. Die gemessenen und berechneten Druckverteilungen unter einem Wellental befinden sich im Anhang (Abb. A5 - A8).

Insgesamt zeigt sich sowohl im Wellenberg als auch im Wellental eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Meß- und Rechenwerten. Relativ kurzperiodische Wellen werden sehr gut erfaßt, lediglich die Druckwerte der sehr steilen Wellen ($T = 4.5\text{s}$ u. $H \geq 1.25\text{m}$) werden im Wellenberg und Wellental leicht unterschätzt. Daher sollten die angegebenen Gln. 48 u. 50 nicht für Wellen größerer Steilheit als etwa $H/L \geq 1/16$ angewendet werden. Die Druckverteilungen werden überwiegend konservativ ermittelt - ohne unangemessene Sicherheiten hinsichtlich der Maximalbelastungen hervorzurufen.

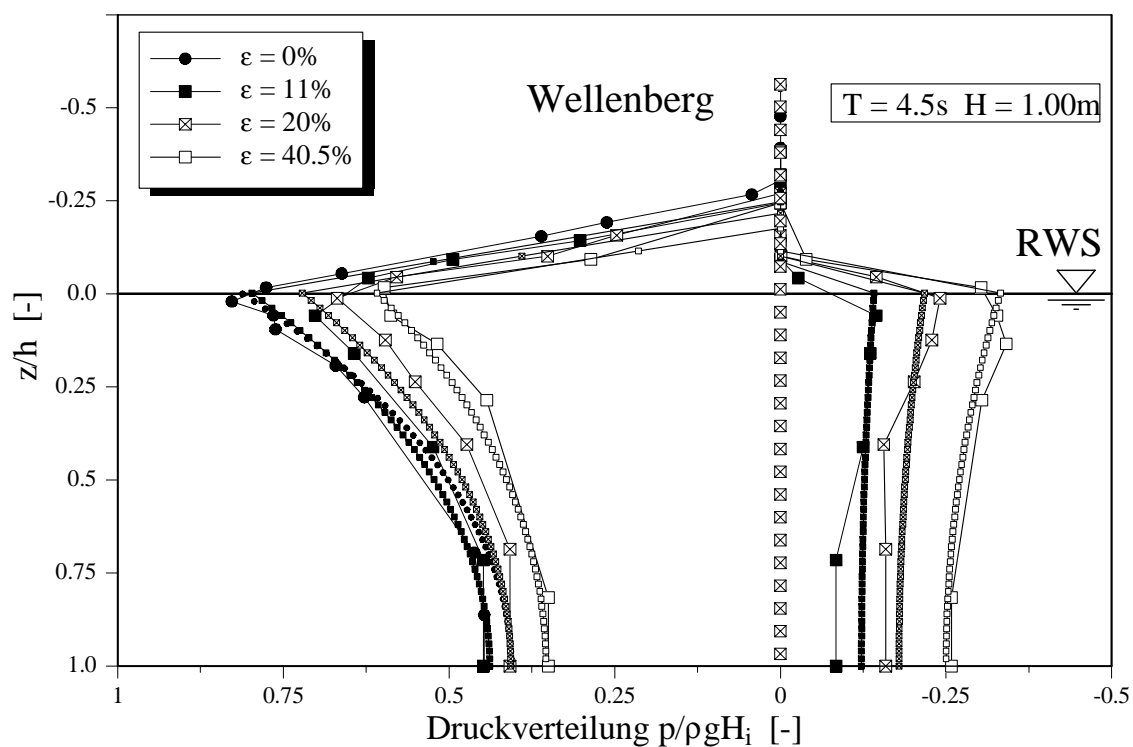


Abb. 97: Nach Gl. (48) u. (50) berechnete Druckwerte unter einem Wellenberg im Vergleich mit den Messungen (regul. Seegang $H = 1.00m$, $T = 4.5s$)

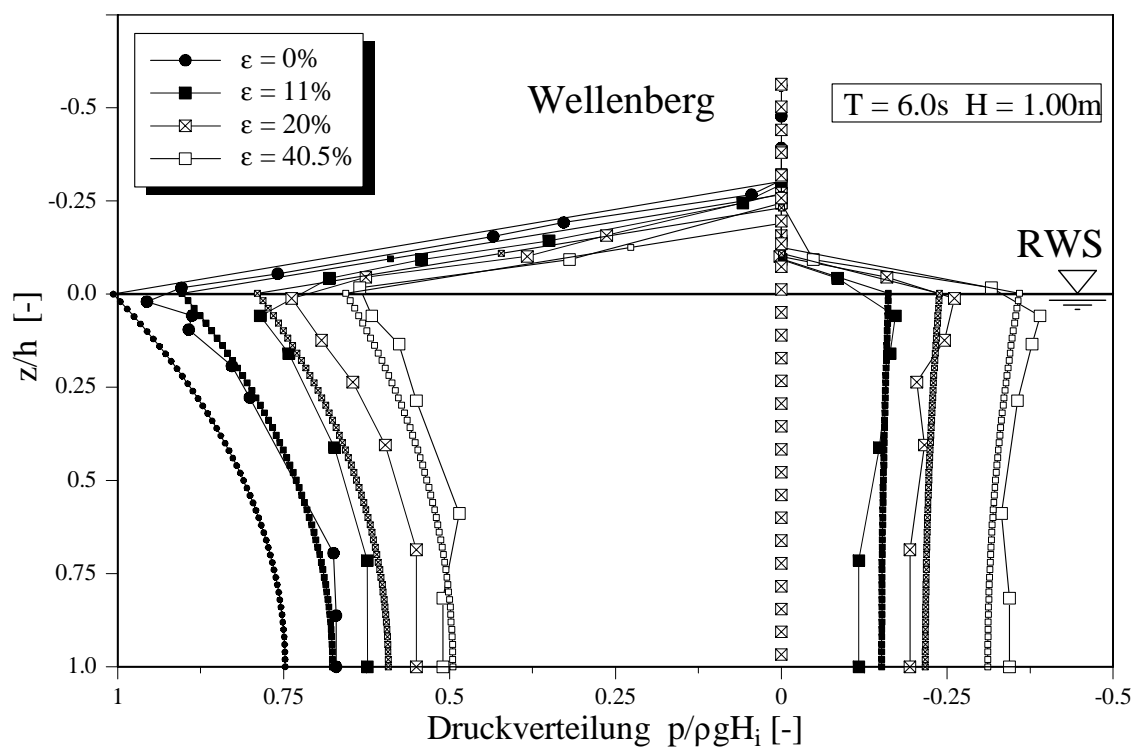


Abb. 98: Nach Gl. (48) u. (50) berechnete Druckwerte unter einem Wellenberg im Vergleich mit den Messungen (regul. Seegang $H = 1.00m$, $T = 6s$).

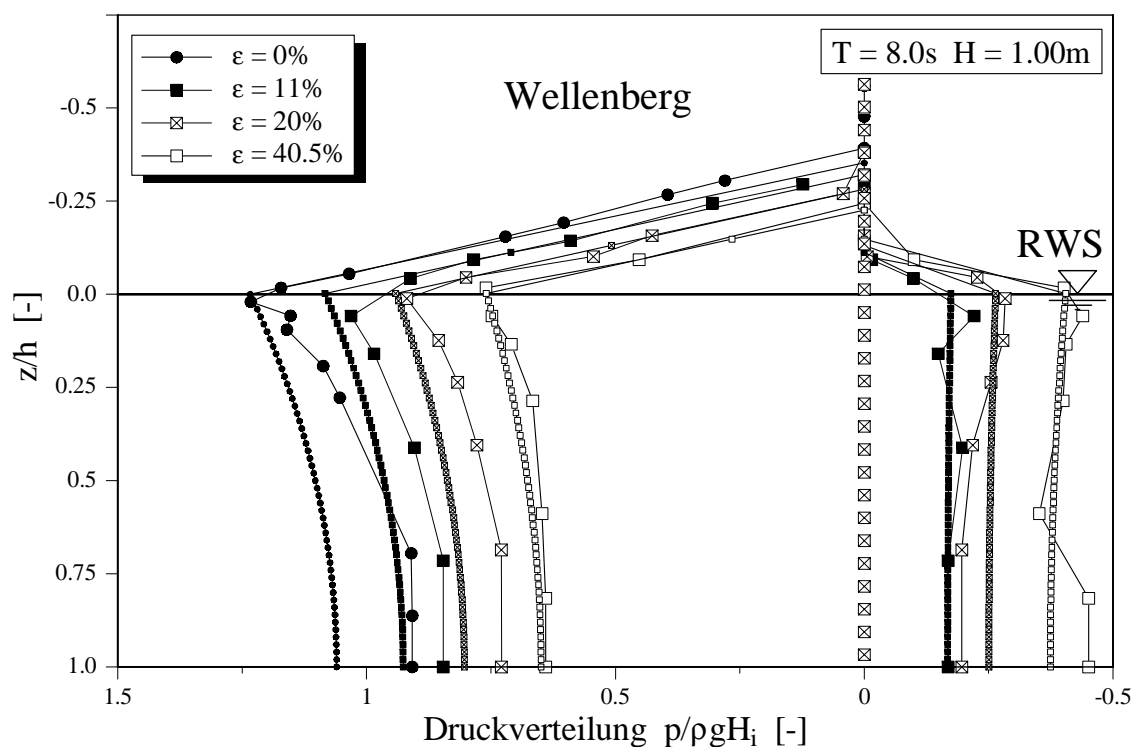


Abb. 99: Nach Gl. (48) u. (50) berechnete Druckwerte unter einem Wellenberg im Vergleich mit den Messungen (regul. Seegang $H = 1.00\text{m}$, $T = 8\text{s}$)

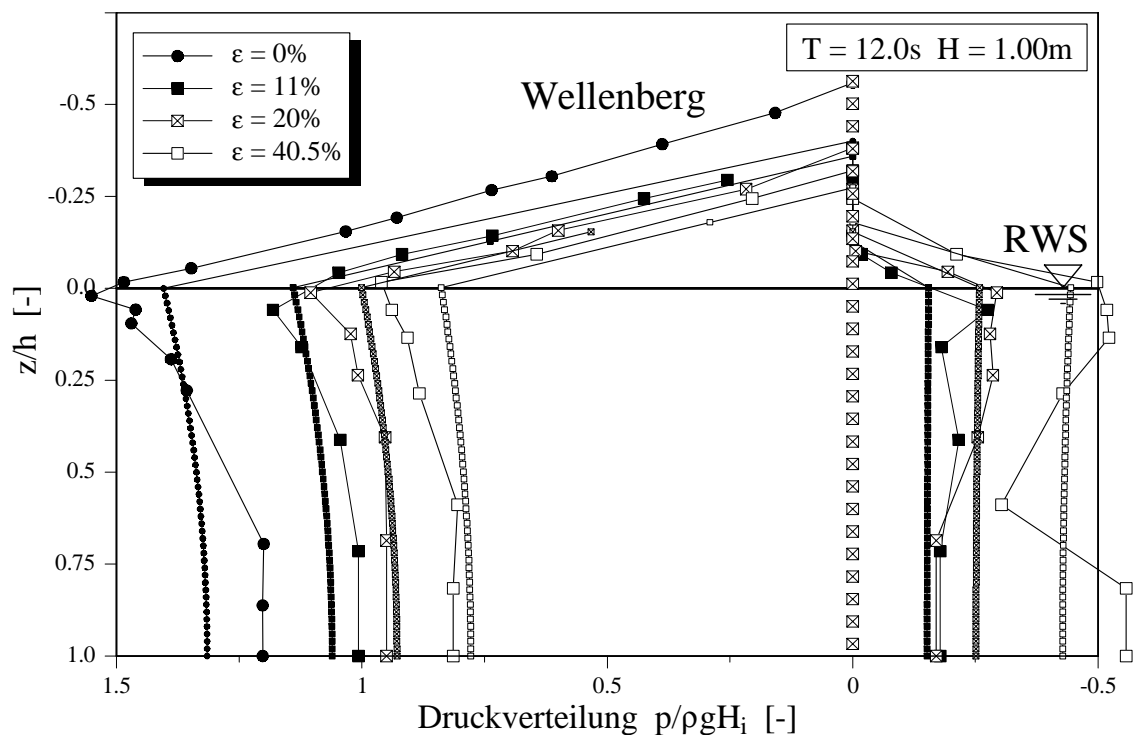


Abb. 100: Nach Gl. (48) u. (50) berechnete Druckwerte unter einem Wellenberg im Vergleich mit den Messungen (regul. Seegang $H = 1.00\text{m}$, $T = 12\text{s}$)

6.1.4 Resultierende Horizontalkräfte an durchlässigen Einzelwänden

Wie bereits erwähnt sind bei durchlässigen Wänden die resultierenden Druckbelastungen für die Bauwerksstabilität entscheidend. Um neben der qualitativen Druckverteilung zusätzlich ein Urteil über die Eignung der Gleichungen zur Bestimmung der auftretenden Bauwerkslasten zu ermöglichen, werden nachfolgend resultierende Gesamtbelastungen und deren Wirkungslinie bestimmt und mit den entsprechenden gemessenen Werten gegenübergestellt.

Die zeitlich simultan auftretende resultierende Gesamtlast der Struktur wird aus den gemessenen resultierenden Druckwerten an jeder Meßposition (siehe Abb. A1 - A4, Anhang) über zuvor definierte Lasteinzugsflächen (vgl. Abb. 101) integriert. Das Integral der Druckwerte über die Wassersäule (Position 1 bis n) ergibt die resultierende Bauwerksbelastung in Abhängigkeit der Wellenphase. Über den Hebelarm der Mittenwerte der einzelnen Lasteinzugsflächen wird zudem das Moment und damit der Abstand der Lastwirkungslinie vom Bauwerksfuß ermittelt. Aus den Zeitreihen der resultierenden Belastung über eine Wellenperiode können maximale seewärts und landwärts gerichtete Horizontalkräfte analysiert werden.

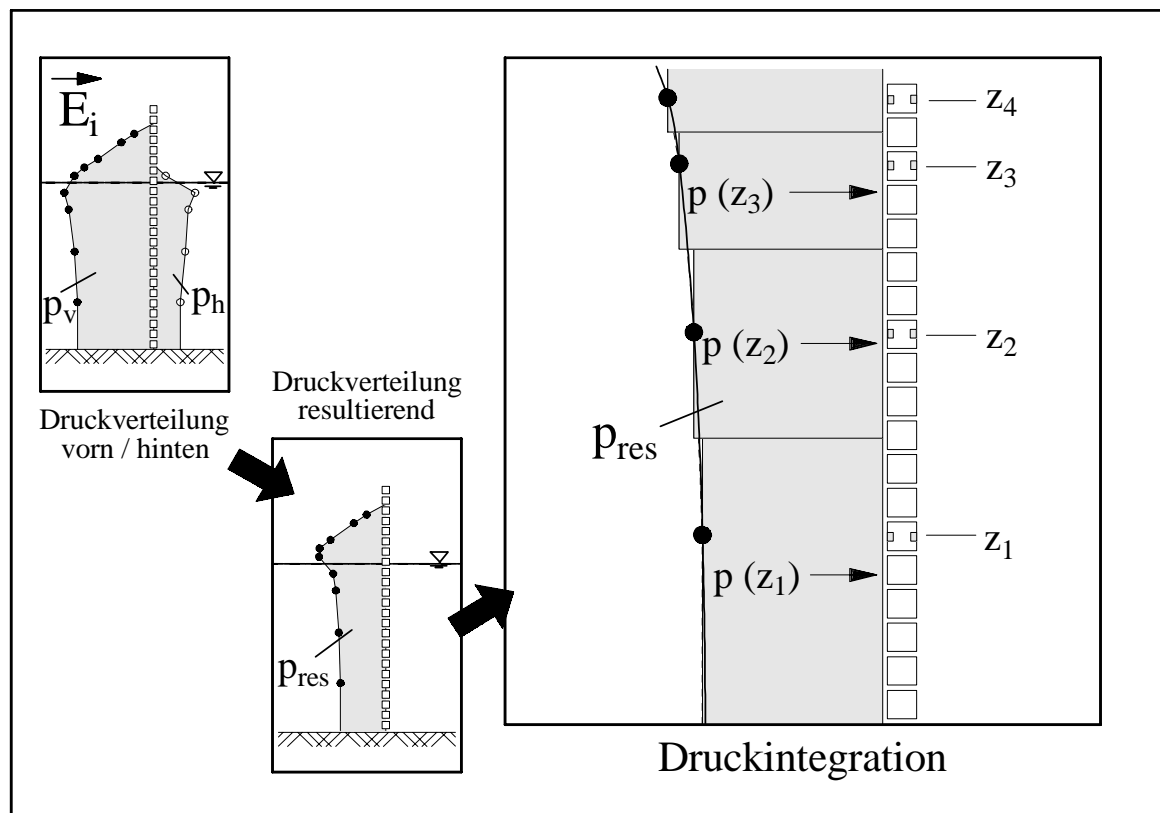


Abb. 101: Ermittlung der resultierenden Gesamtbelastung der Wände (schematisch)

Um aus den in Abb. 97 u. 100 dargestellten Druckverteilungen resultierende Horizontalkräfte berechnen zu können, müssen zuerst die Integrationsgrenzen bestimmt werden, da das Maximum des auftretenden Wellendruckes nicht wie bei einer undurchlässigen Wand in Höhe des Ruhewasserspiegels (entsprechend des unbeeinflusst angenommenen Wasserspiegels hinter dem Bauwerk), sondern in Abhängigkeit der variablen Wasserspiegelauslenkung an der Rückseite der durchlässigen Wand vorliegt. Mit zunehmender Durchlässigkeit weicht die Lage des Druckmaximums zunehmend vom Ruhewasserspiegel ab. Analog liegt im Wellental die obere Integrationsgrenze nicht im Ruhewasserspiegel sondern in Höhe des Wellenablaufes auf der Rückseite der durchlässigen Wand.

Um die Berechnungen zu vereinfachen, soll jedoch ähnlich wie bei den undurchlässigen Wänden verfahren werden, d.h. die Festlegung der Druckfigur zur Ermittlung der Gesamtlasten erfolgt auf Grundlage der Wasserspiegelauslenkungen vor der Struktur:

Im Wellenberg: Das Druckintegral vor und hinter der Wand nach Gl. (48) u. (50) wird bis zum Ruhewasserspiegel (RWS) berücksichtigt. Über dem Ruhewasserspiegel wird lediglich die Druckfläche einbezogen, die sich aus der Verbindung des resultierenden Druckwertes im RWS bis zur maximalen Auslenkung η_v^+ vor der Wand ergibt. Dadurch wird ein Teil der resultierenden Druckfläche Δp_{res} vernachlässigt (vgl. Abb. 102)

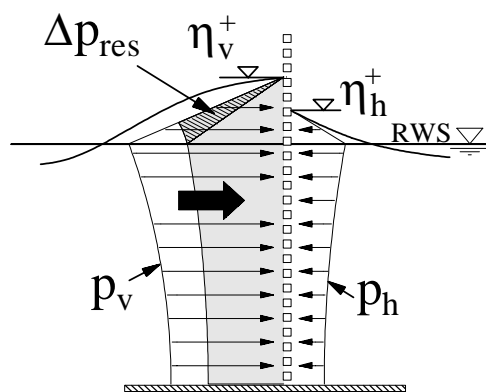


Abb. 102: resultierende Druckverteilung unter einem Wellenberg

Im Wellental: Das Druckintegral vor und hinter der Wand wird bis zur Wasserspiegelabsenkung vor der Wand (η_v^-) berücksichtigt, oberhalb dieses Wertes wird die Druckfläche einbezogen, die sich aus der Verbindung des resultierenden Druckwertes bei η_v^- vor der Wand mit dem RWS ergibt, dadurch wird die Belastung um Δp_{res} überschätzt (vgl. Abb. 103)

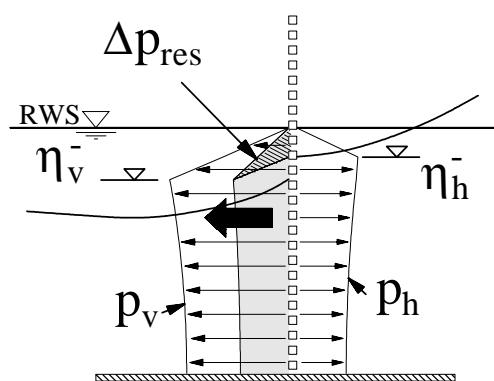


Abb. 103: resultierende Druckverteilung unter einem Wellental

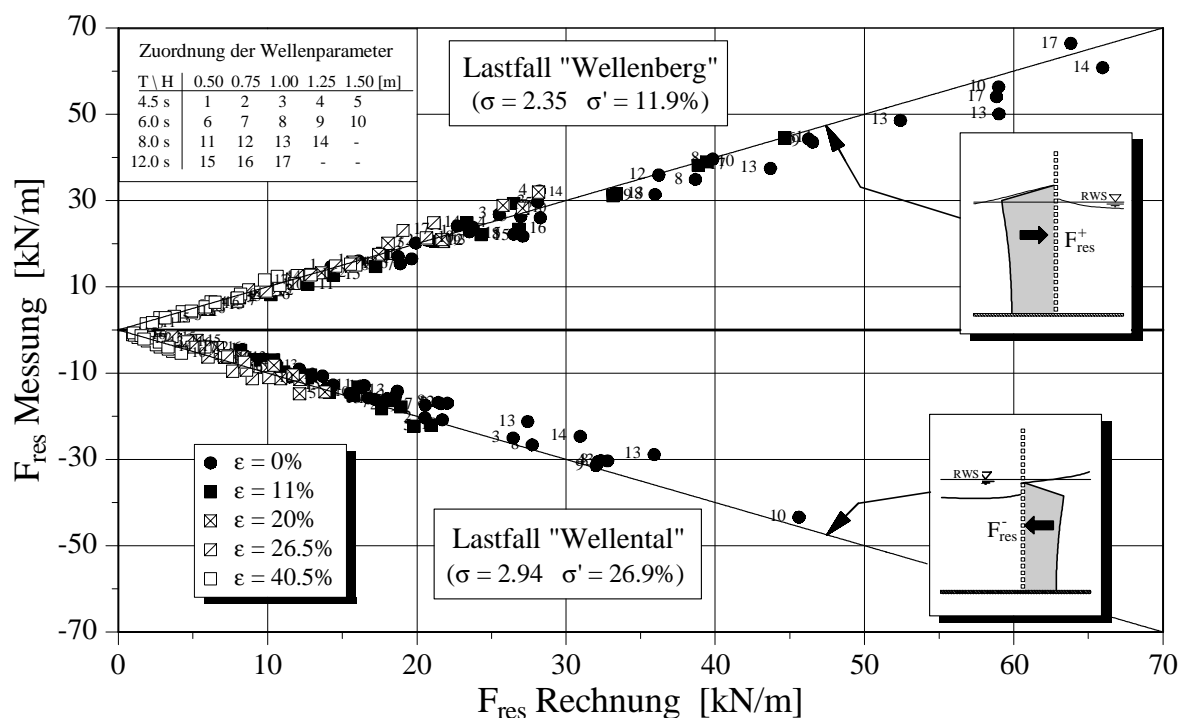


Abb. 104: Gegenüberstellung der aus der theoretischen Druckverteilung nach Gl.(48) und (50) berechneten resultierenden Gesamtkräfte und der Meßwerte (regelmäßiger Seegang).

Als Folge dieser Vereinfachungen wird die dynamische Belastung und der Hebelarm unter einem Wellenberg leicht unterschätzt. Im Fall eines Wellentales an der Struktur werden diese Werte hingegen überschätzt. Der Einfluß auf die Höhe der ermittelten Kraftgrößen ist jedoch vernachlässigbar, wie die Gegenüberstellung der rechnerisch bestimmten Werte mit den Messungen zeigt (Abb.104). Die gemessenen resultierenden Gesamtlasten werden über die gesamte Bandbreite der untersuchten Struktur- und Seegangsrandbedingungen zufriedenstellend ermittelt.

Der Hebelarm der in Wellenanlaufriechung wirkenden Kräfte wird bei zunehmend durchlässigen Wänden unterschätzt (Abb. 105). Um dies zu kompensieren kann entweder mit den genauen Integrationsgrenzen (d.h. Wasserspiegellagen) gearbeitet werden oder es kann folgende einfache Korrektur des berechneten Hebelarms bei durchlässigen Wänden vorgenommen werden:

$$z_s' = \frac{z_s}{1 - \epsilon^3} \quad (53)$$

In Gl. (53) bezeichnet z_s den rechnerisch ermittelten Hebelarm und z_s' die Anpassung an die aus den Modellversuchen bestimmte Höhe des Lastangriffs. Die Korrektur sollte jedoch nicht für größere als die im Rahmen dieser Untersuchungen überprüfte Porosität-

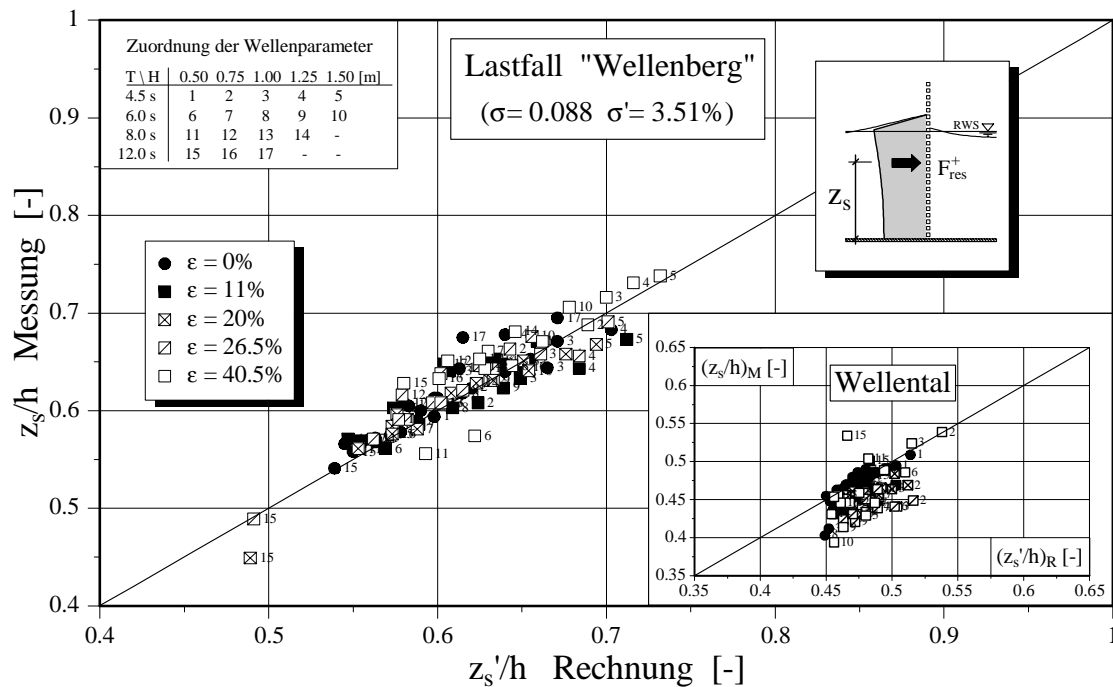


Abb. 105: Vergleich gerechneter und gemessener Lastangriffshöhen für die Lastfälle "Wellenberg" und "Wellental" (Einschub) unter regulären Wellen.

ten verwendet werden, da sonst (d.h. etwa $\varepsilon > 50\%$) die Erhöhung des Hebelarms stark ansteigt. Für geringere Porositäten ($\varepsilon < 11\%$) läuft z_s' gegen z_s und entspricht daher den Grenzbedingungen.

Im Wellental tritt eine Überschätzung des Hebelarmes ein, die analog zum Wellenberg, durch

$$z_s' = z_s (1 - \varepsilon^3) \quad (54)$$

reduziert werden kann ($\sigma = 0.114$, $\sigma' = 6.4\%$).

Resultierende Horizontalkräfte an Einzelfiltern infolge von Wellenspektren

Abschließend wird gezeigt, daß der vorgestellte Berechnungsansatz auch zur Ermittlung der Wellenbelastung durchlässiger Einzelwände infolge von Seegangsspektren geeignet ist. Analog zur Ermittlung der Wasserspiegelauslenkungen werden hier die spektralen Werte zur Berechnung herangezogen.

Die mittleren Belastungen F_{mean} im Wellenberg und Wellental liegen geringfügig unter den rechnerisch ermittelten Ergebnissen. Die hier auftretenden geringen Streuungen verstärken sich bei den $F_{1/3}$ und $F_{1/10}$ Werten. Für den Fall Wellenberg werden jedoch

auch hier konservative Belastungswerte berechnet (Abb.106, a, c), die Belastungen im Wellental werden für $F_{1/3}$ und $F_{1/10}$ gut wiedergegeben (siehe Abb. 106 b, d).

Diese Ergebnisse können ebenfalls für die Maximalbelastungen F_{\max} bestätigt werden, aufgrund der unsicheren Zuordnung von maximaler Höhe der einlaufenden Wellenhöhe H_{\max} zur maximal auftretenden Belastung F_{\max} (vgl. hierzu Abschn. 4.1) streut die Beziehung zwischen gemessenen und berechneten Werten sehr viel stärker.

Im Mittel liegen die Belastungen in Wellenangriffsrichtung für Wellenspektren bei etwa 80% der berechneten Werte. Da dies auch bei der undurchlässigen Wand gilt, ist der Unterschied nur unwesentlich auf die Reflexion von Wellen an der Sandböschung zurückzuführen, die die Wasserspiegelauslenkungen auf der Rückseite der Filterwand verändern und damit Einfluß auf die resultierenden Belastungen nehmen können.

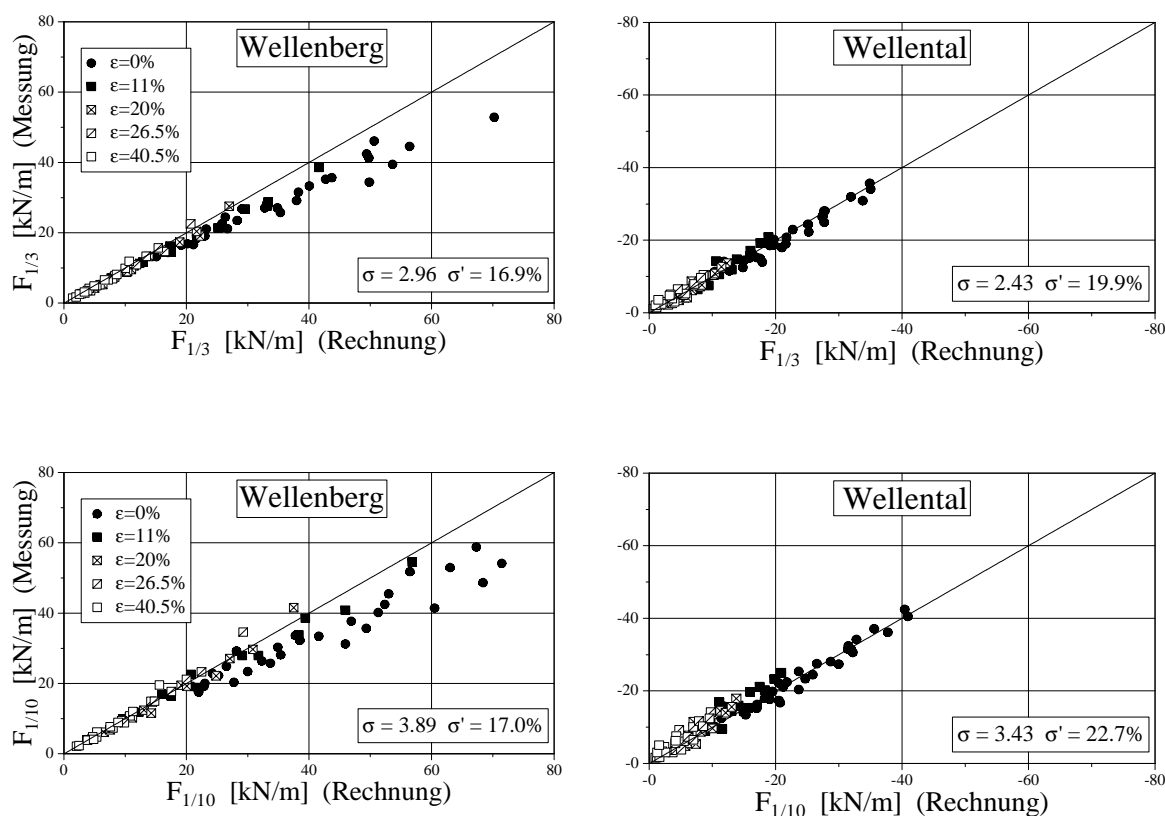


Abb. 106: Signifikante Belastungen $F_{1/3}$ (oben) und Belastungen $F_{1/10}$ (unten) unter einem Wellenberg (a, c) bzw. unter einem Wellental (b, d). Vergleich von Rechnung und Messung (Seegangsspektren).

6.1.5 Zusammenfassung: Seegangsbelastung von Einzelfiltern

Bedingt durch die Wechselwirkung der Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter einer durchlässigen Wand sind die Druckverhältnisse unter einem partiell stehenden Wellenfeld weitaus komplexer als an einer undurchlässigen Wand und nicht mit bisher bestehenden theoretischen Ansätzen zu ermitteln. Mit Abnahme der Strukturporosität steigen die Druckwerte vor der durchlässigen Wand an, während gleichzeitig die Drücke auf der Wandrückseite abnehmen. Die resultierenden Drücke steigen somit schneller (mit abnehmender Porosität) an als die Druckwerte auf der Bauwerksvorderseite.

Zusätzlich ist der Druckabnahme-Faktor K bei durchlässigen Wänden gegenüber der undurchlässigen Wand verändert, da ein teilstehendes Wellenfeld vor der Struktur und somit reduzierte Orbitalbeschleunigungen im Vergleich zu einem total stehenden Wellenfeld vorliegen. Auf der Bauwerksrückseite kommt es durch die Vergleichmäßigung der Energie über die Wassersäule nur zu einer geringen Druckabnahme. Die Druckwerte werden hier weiterhin durch den Bernoulli - Effekt, den Borda-Verlust sowie durch Luft-eintrag verringert.

Auch die Druckverteilung an dichten senkrechten Wänden wird nur bedingt von theoretischen Ansätzen erfaßt, wobei die Berechnung nach Cnoidaltheorie (2. Ordnung) offenbar am besten geeignet ist, die Druckabnahme über die Wassertiefe zu beschreiben. Druckwerte infolge langperiodischer Wellen werden sehr genau ermittelt, bei kurzperiodischen Wellen zeigt sich eine Überschätzung um etwa 5- 20%. Darüber hinaus wird eine empirische Ergänzung des Miche - Ansatzes (1944, Stokes 2. Ordnung) vorgestellt, die ebenfalls sehr gut zur Ermittlung der Druckverteilung unter einem Wellenberg an einer dichten senkrechten Wand geeignet ist. Da die Theorie nach Stokes 2.Ordnung zur Beschreibung des Wellentals langperiodischer Wellen jedoch ungeeignet ist und die Cnoidaltheorie als Grundlage zur Implementierung des Einflusses der Strukturporosität auf die Bauwerksbelastungen zu aufwendig ist, wird der Ansatz auf Basis der analytisch erweiterten linearen Wellentheorie von *Horikawa* (1978) als Grundlage gewählt.

Der *Horikawa* - Ansatz wird zur Verbesserung der Prognose gemessener Druckverteilungen an dichten senkrechten Wänden mit den nach Abschn. 4.1 rechnerisch ermittelten Wasserspiegelauslenkungen und einem von der Nichtlinearität abhängigen Parameter korrigiert. Gekoppelt mit einem Term ψ_{η_e} , der den Einfluß der Strukturdurchlässigkeit auf die Druckwerte beschreibt, können die Druckverteilungen vor und hinter der Struktur berechnet werden.

Die entwickelte Methode zur Beschreibung der Druckverteilung an durchlässigen Strukturen auf Basis des modifizierten *Horikawa*-Ansatzes führt dabei zu sehr guten Ergebnissen. Darüber hinaus stehen auch die berechneten resultierenden Gesamtkräfte in guter

Übereinstimmung mit den gemessenen Werten.

Belastungen infolge von Wellenspektren können unter Ansatz der spektralen Seegangsparameter ebenfalls mit ausreichender Genauigkeit ermittelt werden. Die gemessenen Belastungen im Lastfall “Wellenberg“ liegen dabei im Vergleich zu den regulären Wellen etwas niedriger (rd. 20%) und werden daher in der Berechnung eher konservativ bestimmt, während im Lastfall “Wellental“ die Belastungen denen der regelmäßigen Wellen entsprechen.

6.2 Seegangsbelastung von Kammersystemen

In diesem Abschnitt werden die einwirkenden Wellenlasten der Ein- und Mehrkammersysteme auf Grundlage gemessener Druckverteilungen und daraus resultierender Horizontalkräfte untersucht.

Analog zur Untersuchung der Wasserspiegelauslenkungen und der Wellendämpfung in Kammersystemen sollen zunächst die analysierten Seegangsbelastungen in Abhängigkeit der Randbedingungen diskutiert werden. Dabei wird verstärkt auf die Einkammersysteme eingegangen, an denen die Maximalbelastungen der Einzelwände und deren Phasenbezug sowie die simultan auftretende resultierende Gesamtbelastung analysiert werden (Abschn. 6.2.1). Die Ergebnisse der untersuchten Mehrkammersysteme (Abschn. 6.2.2) werden in erster Linie dazu herangezogen, deren Potential zur weiteren Reduktion der Gesamtbelastungen im Vergleich zu Einkammersystemen herauszustellen.

Aufgrund der begrenzten Variation der Struktur-Randbedingungen wird von einer Formulierung eines universellen Belastungsansatzes abgesehen. Derzeit steht kein Belastungsansatz zur Verfügung, der sowohl die Gesamtbelastung als auch die Teillasten von Kammersystemen ausreichend genau beschreibt. Der Ansatz nach *Takahashi et al.* (1996, siehe Anhang), der zur näherungsweisen Bestimmung der Druckverteilung der einzelnen Strukturelemente eines Caisson-Wellenbrechers mit Wellenkammer dient, basiert auf dem *Goda*-Ansatz (1985) zur Belastungsermittlung an senkrechten undurchlässigen Bauwerken, und ist im wesentlichen empirisch hergeleitet. Aufgrund der in den vorliegenden Versuchen ermittelten variablen Lastkombinationen von Front- und Rückwand und der notwendigen Berücksichtigung der Phasenbeziehung der Teillasten kann die Gesamtbelastung der hier untersuchten Bauwerke nicht mit den nach *Takahashi et al.* (1996) definierten Lastfällen beschrieben werden.

Tabet-Aoul (1999), der ebenfalls Einkammersysteme ohne, bzw. mit niedriger Berme untersucht, schlägt daher eine Modifikation der *Takahashi* - Methode vor. Zunächst werden die maximalen Einzelasten an Front- und Rückwand, unter zusätzlicher Berücksichtigung eines empirisch abgeleiteten Einflusses der relativen Kammerlänge in der *Takahashi* - Methode, berechnet. Anschließend erfolgt die Kopplung der beiden ermittelten Maximalasten durch einen Phasenbeiwert κ . Während die Gesamtbelastung der EKS in den großmaßstäblichen Versuchen im GWK gut beschrieben wird, können die dort ermittelten Teillasten und deren Phasenbeziehungen mit diesem Ansatz nur ungenügend ermittelt werden.

Analog zur Vorgehensweise von *Tabet-Aoul* (1999) wird daher eine ("vorläufige") Methode zur näherungsweisen Bestimmung der Gesamtbelastung von Einkammersystemen, auf Basis der Teillasten an Front- und Rückwand vorgestellt, die aus dem Ansatz für

Einzelfilter (Abschn. 6.1) abgeleitet wird. Diese Methode wird aufgrund ihrer Vorläufigkeit im Anhang vorgestellt.

6.2.1 Seegangsbelastung von Einkammersystemen

Die Belastung der einzelnen Wände des Bauwerks wird, wie bei Einzelfiltern festgestellt, wesentlich von den Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter der jeweiligen Wand hervorgerufen. Bedingt durch die starke Wechselwirkung der Wände mit dem Seegang, die erheblich vom Abstand und von der Porosität der Einzelwände beeinflusst werden, ist eine ausreichend genaue Prognose der Wasserspiegelauslenkungen in Kammersystemen jedoch sehr schwierig (vgl. Abschn. 4.2).

Die Entwicklung der resultierenden Druckverteilung an der Front- und Rückwand des EKS2 sowie die simultan gemessenen Wasserspiegelsituationen für einen regelmäßigen Seegang ($T = 6\text{s}$, $H = 1.0\text{m}$) sind in Abb. 107 dargestellt. Folgende Lastfälle können für die Stabilität der Einzelwände bzw. des Gesamtsystems maßgeblich sein:

- maximale resultierende Horizontalkraft an der durchlässigen Frontwand der Wellenkammer in (F_1^+ , Abb. 107g), bzw. entgegen der Wellenanlaufrichtung (F_1^- , Abb. 107a).
- maximale Horizontalkraft an der dichten Rückwand der Wellenkammer in (F_{RW}^+ , Abb. 107j), bzw. entgegen der Wellenanlaufrichtung (F_{RW}^- , Abb. 107d).
- maximale, simultan auftretende Gesamtbelastung des Systems in (F_{ges}^+ , Abb. 107i) bzw. entgegen der Wellenanlaufrichtung (F_{ges}^- , Abb. 107b).

In Abb. 108 sind zusätzlich die Druckverteilungen zum Zeitpunkt der maximal auftretenden Horizontalkräfte der Einzelwände in Wellenanlaufrichtung F_1^+ und die zeitgleich vorliegende Wasserspiegelsituation im Bauwerksbereich vergrößert dargestellt. Zum Zeitpunkt der maximalen Wellenbelastung an der Frontwand (Lastfall F_1^+ , Abb. 108a) ist die Belastung der Rückwand relativ gering, welches umgekehrt für den Zeitpunkt der maximalen Rückwandbelastung (Lastfall F_{RW}^+ , Abb. 108b) gilt. An welcher der Wände (durchlässige Frontwand, dichte Rückwand) sich eine größere Horizontalbelastung einstellt, ist maßgeblich von den Wellenparametern, der Durchlässigkeit der Frontwand und der Kammerlänge beeinflusst. Durch die Phasenverschiebung der auftretenden Lastmaxima wird die Gesamtbelastung eines EKS deutlich gegenüber einem Bauwerk mit dichter vertikaler Front reduziert (Lastfall: F_{ges}^+ , Abb. 108c).

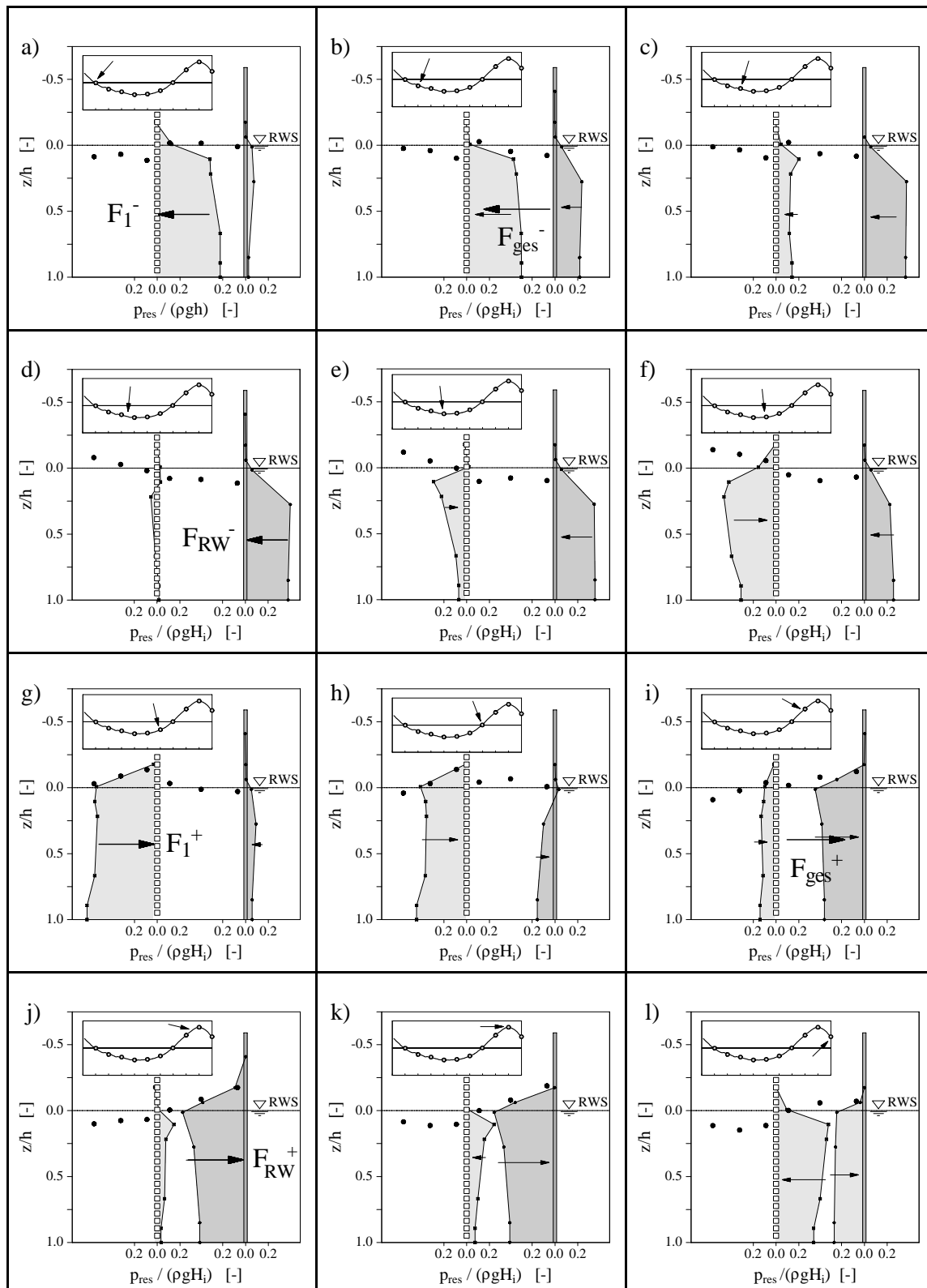


Abb. 107: Entwicklung der Druckverteilungen und der momentanen Wasserspiegelauslenkungen (gekennzeichnet durch •) am EKS 2 über eine Wellenperiode (regelmäßige Wellen, $T = 6s$, $H = 1.0m$).

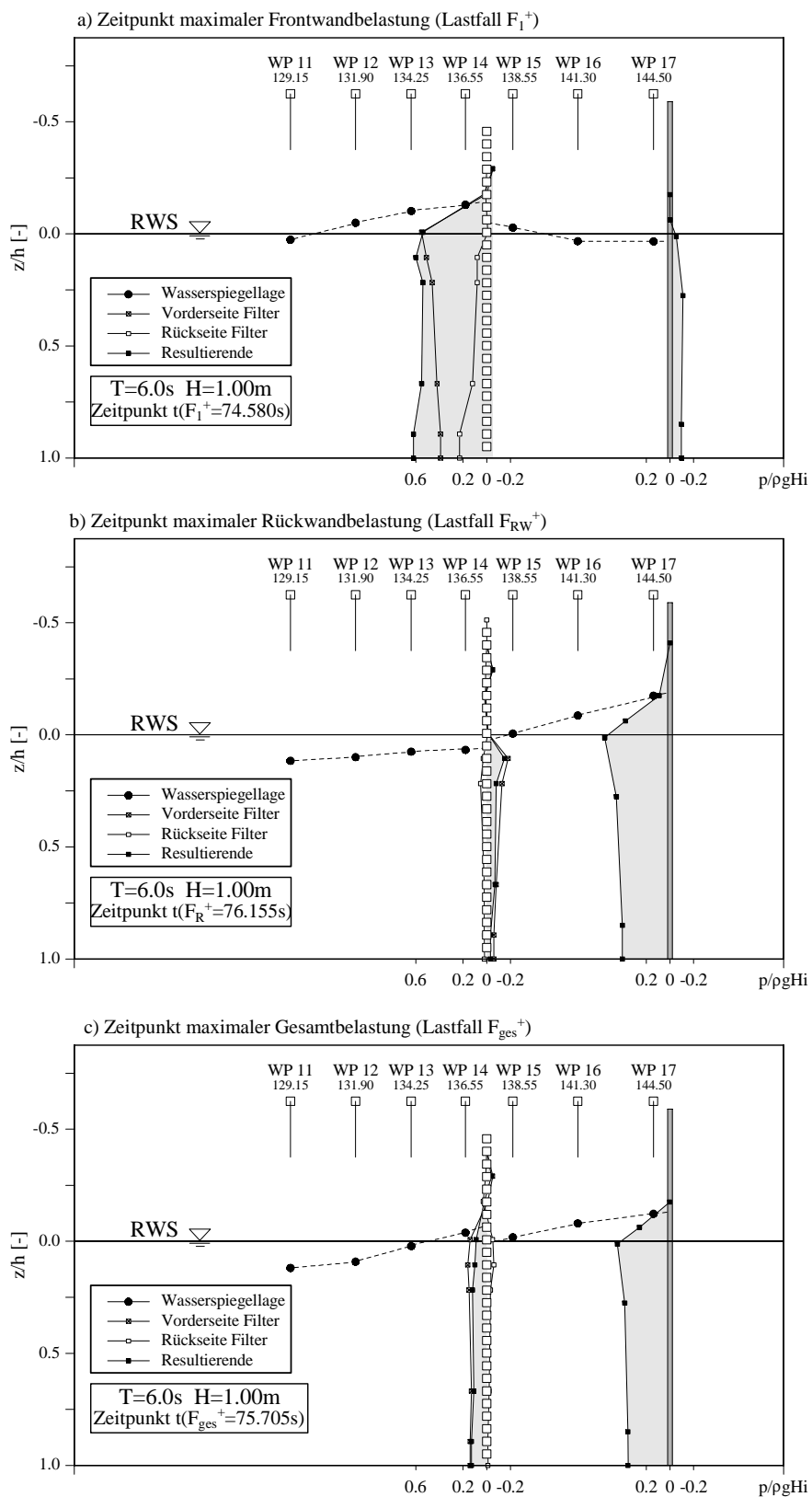


Abb. 108: Druckverteilungen am EKS 2 zum Zeitpunkt definierter Belastungssituationen unter Angabe simultan gemessener Wasserspiegelauslenkungen.

Die hier beispielhaft angegebenen Druckverteilungen charakterisieren näherungsweise die signifikanten Belastungsverhältnisse an den untersuchten EKS:

- Kennzeichnend für den Lastfall F_1^+ (Abb. 108a) ist, daß zu diesem Zeitpunkt hinter der Frontwand überwiegend sehr geringe Wasserspiegelauslenkungen auftreten. Dadurch kann sich die resultierende Belastung im Vergleich zur Situation an Einzelfiltern erhöhen. Ausnahmen entstehen lediglich bei sehr kurzen relativen Kammerlängen (EKS1, $T = 12s$), bei denen sich die Wellenkammer sehr rasch füllt und ein seewärtiger Druck auf der Rückseite der Frontwand erzeugt wird, der deren resultierende Belastung verringert.
- Zum Zeitpunkt der maximalen Rückwandbelastung ist die Wasserspiegeldifferenz an der Frontwand gering (Lastfall F_{RW}^+ Abb. 108b). Nur bei sehr hohen Wellen ($H \geq 1.25m$ bzw. $H/h = 0.31$), die auch zum Zeitpunkt der maximalen Rückwandbelastung eine stärkere Interaktion mit der Frontwand bewirken, tritt zeitgleich ein ausgeprägter Druckgradient an der durchlässigen Wand auf. Bei relativ kurzperiodischen Wellen befindet sich ein Wellental vor der Struktur, welches mit zunehmender Wellenperiode auf den Ruhewasserspiegel angehoben wird.
- Zum Zeitpunkt der maximalen horizontalen Gesamtbelastung sind die Teillasten der Einzelwände geringer als deren Maximalbelastungen (Abb. 108c). Die Gesamtbelastung liegt für alle durchgeführten Versuche unter der Summe der individuellen Belastungsmaxima beider Wände.

Eher untypisch ist hingegen die - im Vergleich zur Rückwand - hohe Belastung der Frontwand, die deren ausgeprägten Fließwiderstand unter den vorliegenden Randbedingungen kennzeichnet.

Die Überlagerung der zeitverschoben auftretenden Belastungsverläufe an Front- und Rückwand von Kammersystemen führt zur Reduktion der Gesamtbelastung im Vergleich zu einem undurchlässigen Bauwerk mit vertikaler Front. In Abb. 109 sind die Belastungszeitreihen (resultierende Horizontalkraft) der Front- und Rückwand sowie der aus den Teillasten ermittelten Gesamtkraft (schraffierte Fläche) jeweils für einen relativ kurzperiodischen Seegang ($T = 4.5s$) sowie für einen langperiodischen Seegang ($T = 12s$) dargestellt. Zum Vergleich sind die Messungen der Belastung an der einzelnen stehenden undurchlässigen Wand unter identischen Seegangsrandbedingungen aufgenommen worden (zur "Synchronisierung" wurde der Nulldurchgang ("zero up crossing") der Gesamtkraft gewählt).

Die Belastungsasymmetrie (positive und negative Horizontalkräfte) gleichen sehr stark dem (trochoidalen) Wellenprofil, wodurch sich bei langperiodischen Wellen einerseits eine Erhöhung der Belastungen in Wellenanlaufichtung ergibt, andererseits bereits ein verhältnismäßig geringer Phasenunterschied der Einzelkräfte zu einer ausgeprägten Re-

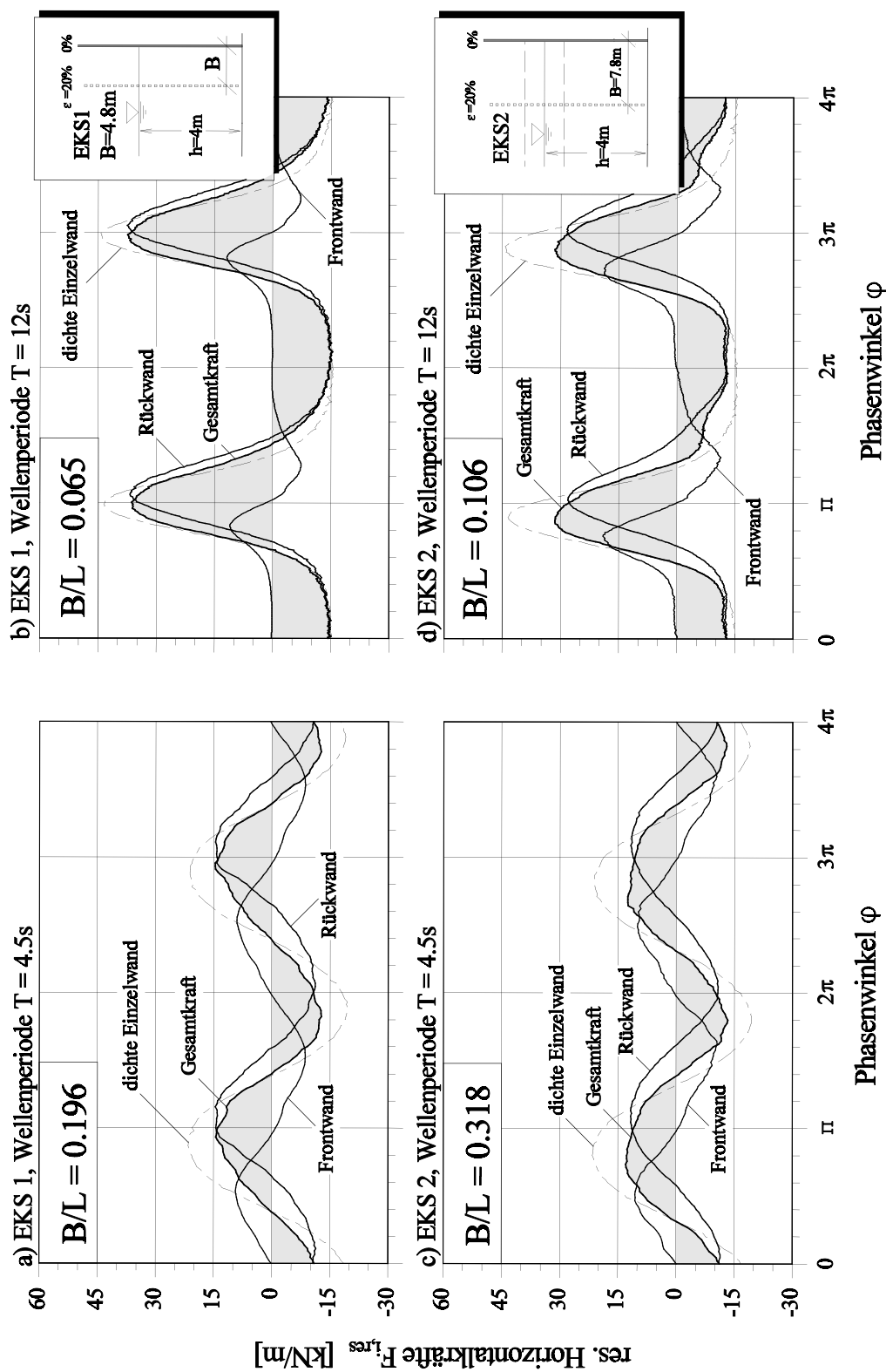


Abb. 109: Verlauf und Phasenbeziehungen der Teillasten sowie der Gesamtbelastung im Vergleich zur dichten Einzelwand (oben: EKS1, unten: EKS2, $H_i = 1.0m$).

duzierung der Gesamtkraft führen kann. Weiterhin ist die Aufteilung der Belastungen auf Front- und Rückwand erheblich von der Wellenhöhe geprägt. Insbesondere bei sehr kurzen relativen Kammerlängen (Abb. 109, $B/L = 0.065$) führt die rasche Kammerfüllung dazu, daß die Belastungen an der Frontwand sehr zügig absinken und die Gesamtbelastung nahezu von der Rückwandbelastung allein hervorgerufen wird.

In dieser Arbeit sollen im wesentlichen die in Wellenanlafrichtung auftretenden Lastmaxima F_{\max}^+ untersucht werden, da diese die seewärts gerichteten Belastungen F_{\max}^- in der Regel signifikant überschreiten (Abb. 110). Dennoch muß erwähnt werden, daß im Bereich von $B/L \approx 0.25$ sich das Belastungsverhältnis (F^+/F^-) umkehrt. Auch wenn hier vergleichsweise niedrige Wellenbelastungen vorliegen (im Vergleich zu größeren bzw. kleineren B/L Werten), muß ein für diese Abmessungen konzipiertes Einkammersystem - sowohl für die Belastung des Gesamtbauwerkes als auch für die Belastungen der Einzelwände - explizit auf diesen Lastfall hin überprüft werden.

Der angedeutete Verlauf in Abb. 110 (gestrichelte Linie) gibt lediglich den mittleren Trend der Untersuchungsergebnisse wieder, tatsächlich stellt sich der Verhältniswert (F^+/F^-) als Funktion der Wassertiefe, der Wellenlänge und der Wellenhöhe dar, so daß die Grenzwerte ($B/L = 0$ bzw. $B/L = 0.5$) theoretisch zwischen $F^+/F^- = 1.0$ (lineare Wellen und h/H groß) und $F^+/F^- = \infty$ (nichtlineare Wellen sowie h/H klein) variieren.

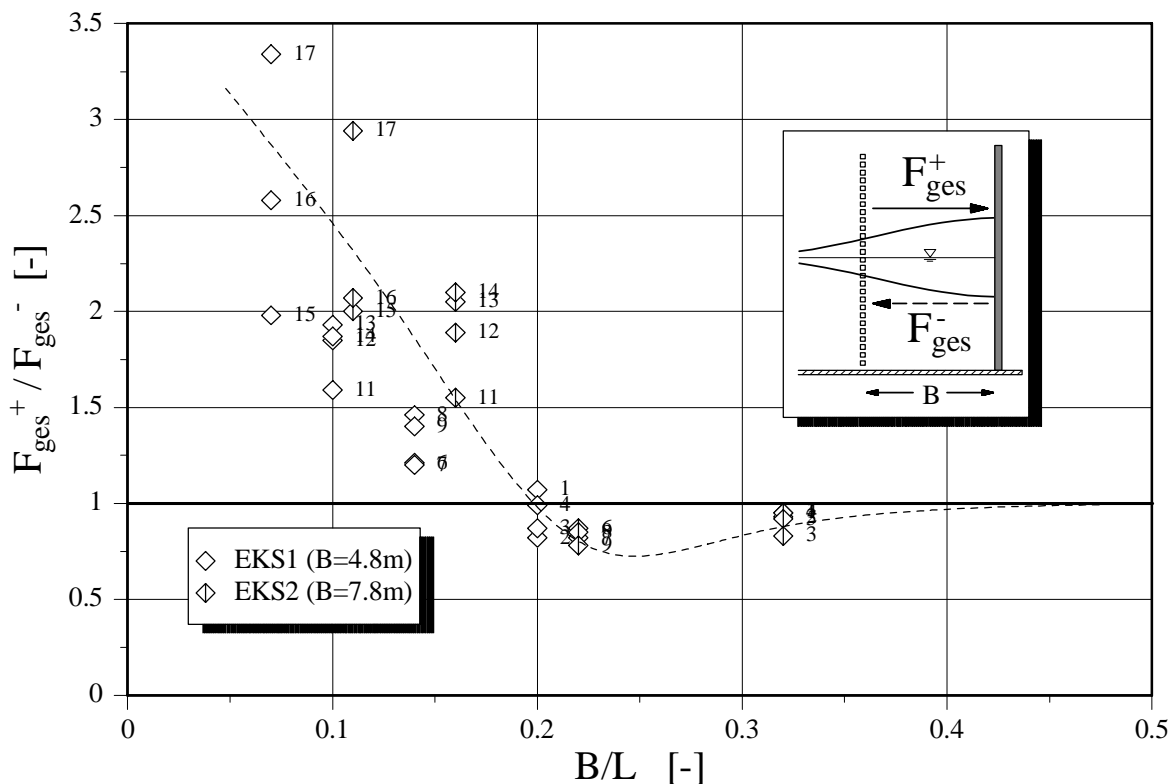


Abb. 110: Verhältnis der resultierenden Gesamtkräfte in, bzw. entgegen der Wellenangriffsrichtung in Abhängigkeit von B/L .

6.2.1.1 Maximale Horizontalkräfte an der durchlässigen Frontwand

Die Gegenüberstellung der an der Frontwand der EKS gemessenen resultierenden Belastungen mit den für Einzelfilter berechneten Werten $F_{1,m}^+ / F_{1,c}^+$ (mit $F_{1,c}^+$ nach Gl. (48 - 50), Abschn. 6.1) in Abhängigkeit der relativen Kammerlänge zeigt, daß die Wellenbelastung der Frontwand signifikant durch den Kammereinfluß verändert wird (Abb. 111). Die untersuchten EKS weisen für relative Kammerlängen $0.1 < B/L < 0.4$ durchweg eine höhere Belastung der Frontwand im Vergleich zur einzeln stehenden Wand gleicher Durchlässigkeit auf. Die mittlere Überschreitung beträgt etwa 36% und steigt im Maximum auf 80% an. Lediglich bei sehr kleinen B/L -Verhältnissen und niedrigen Wellenhöhen ist eine verringerte Belastung der Frontwand durch die rasche Kammerfüllung festzustellen.

Die Unterschiede der Belastungen zwischen einer Frontwand im EKS und einer einzeln stehenden Wand gleicher Porosität sind dann ausgeprägt, wenn maximale Wasserspiegeldifferenzen an der durchlässigen Wand der Einkammersysteme auftreten (vgl. Abschn. 4.2, Abb. 50). Die höheren Belastungen im EKS sind somit im wesentlichen durch die veränderten Wasserspiegellagen begründet, die mit dem Ansatz für Einzelwände nicht erfaßt werden, d.h. der Ansatz zur Ermittlung der Druckverteilungen an einzeln stehenden durchlässigen Wänden ist nicht auf die durchlässige Frontwand eines Kammersystems anwendbar.

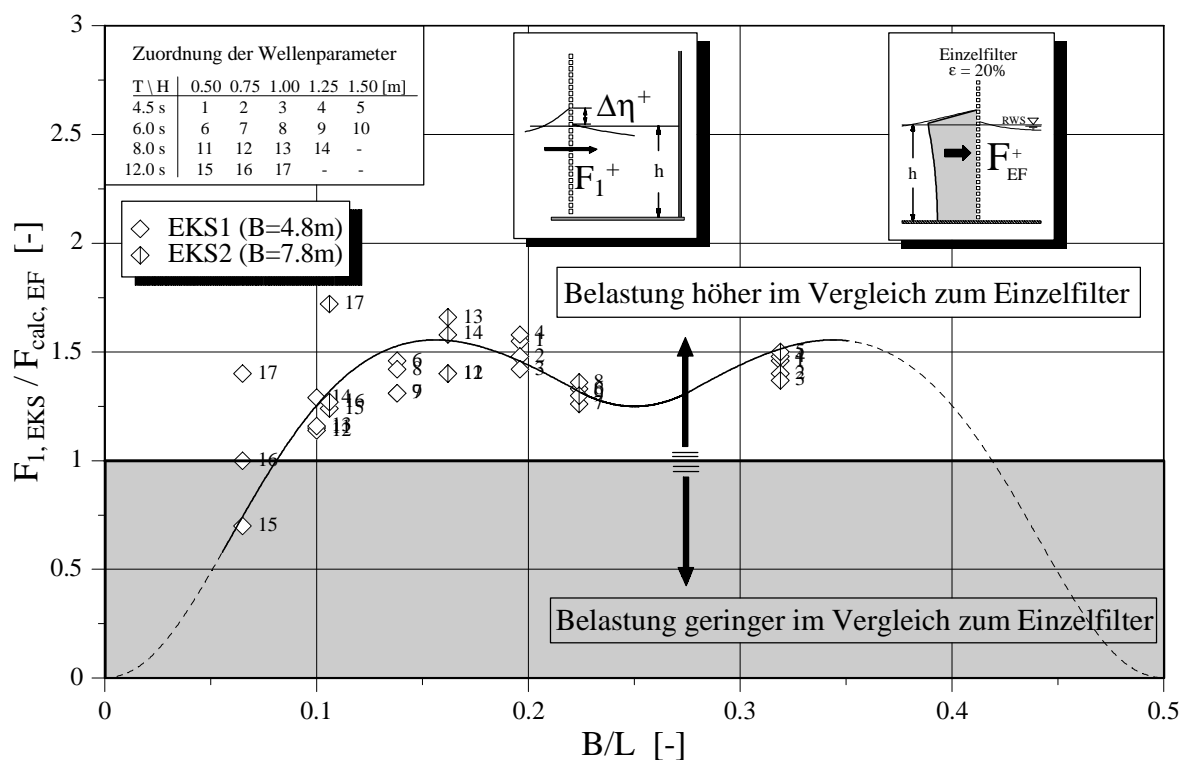


Abb. 111: Gegenüberstellung der an der Frontwand der EKS gemessenen Belastungen mit den Berechnungswerten für Einzelfilter ($\epsilon = 20\%$).

Die direkte Gegenüberstellung mit den ermittelten Wasserspiegeldifferenzen an der Frontwand bestätigt, daß die resultierende Belastung auf die Frontwand nahezu linear mit der Wasserspiegeldifferenz ansteigt (Abb. 112). Darüber hinaus ist eine Abhängigkeit der normierten Belastung $F_1^+ / (\rho g \Delta \eta h)$ von der relativen Kammerlänge B/L festzustellen (Abb. 112, Einschub), die zum Teil aus dem Phasenbezug des Zeitpunktes der maximalen Wasserspiegeldifferenz und der maximalen resultierenden Belastung der Frontwand herrührt. Dort, wo die normierte Belastung der Frontwand gering ist ($0.1 < B/L < 0.3$), steigt die Zeitdifferenz auf Werte $\Delta t = 0.1T$ an (mit $\Delta t = t(\Delta \eta) - t(F_1^+)$, vgl. Abb. A9 im Anhang).

Ein zusätzlicher Effekt, der die direkte Ermittlung von resultierenden Belastungswerten aus den Wasserspiegelauslenkungen erschwert, liegt darin, daß auf der Rückseite der Frontwand negative Druckwerte (d.h. Unterdruck) auftreten, obwohl der Wasserspiegel über dem RWS liegt (Abb. 108, oben). Die Druckverteilung auf der Rückseite der Frontwand ist offensichtlich durch Turbulenzen (Wirbelbildung, Lufteintrag, etc.) beeinflusst, die mit ansteigenden Geschwindigkeiten in den Bauwerksöffnungen verstärkt, und somit insbesondere von der Wellenhöhe und der Position der durchlässigen Frontwand im teilstehenden Wellenfeld beeinflusst werden. Dieser Prozeß ist ansatzweise ebenfalls bei der Ausströmung aus der Wellenkammer (Wellental) zu beobachten und ist deutlich auch an den Belastungen der Kammerrückwand (Abschn. 6.2.1.2) zu erkennen.

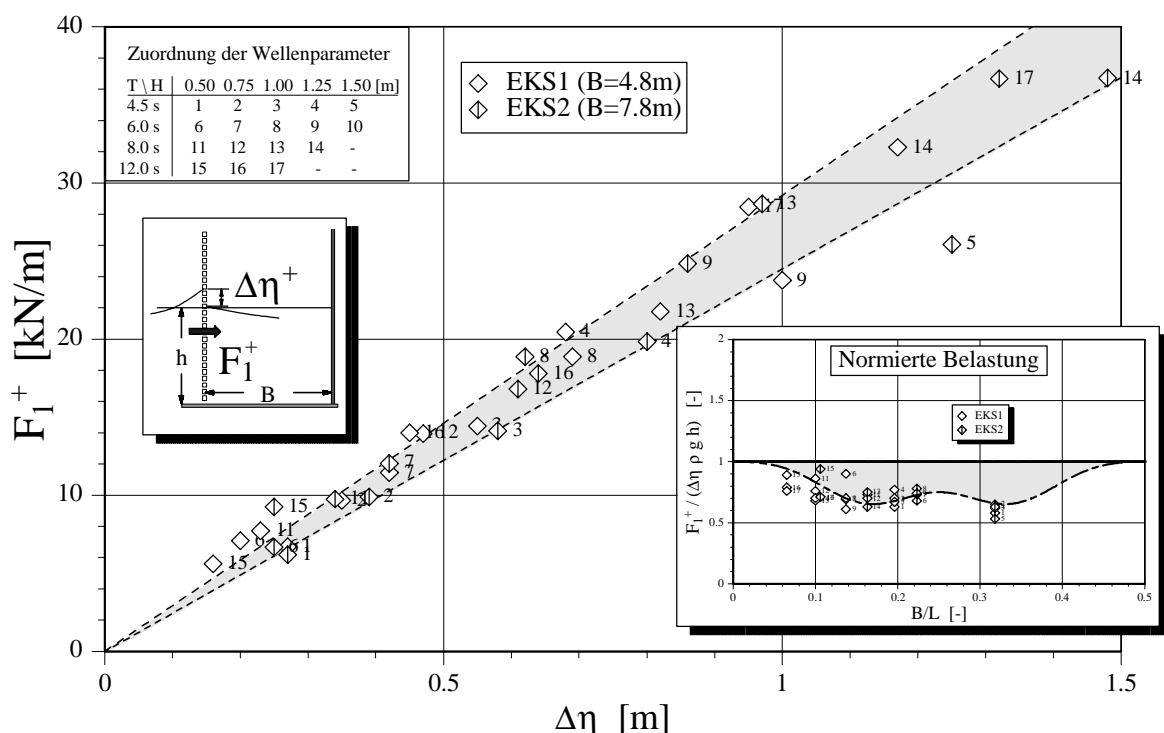


Abb. 112: Beziehung zwischen Wasserspiegeldifferenz und resultierender Belastung F_1^+ an der Frontwand der EKS ($h = 4\text{m}$).

6.2.1.2 Maximale Horizontalkräfte an der undurchlässigen Rückwand

Die Analyse der bezogenen Horizontalkräfte F_{RW}^+/F_0 (mit $F_0 = \rho g H_i h$) an der dichten Rückwand der Wellenkammer, deren Beziehung zur relativen Kammerlänge weitgehend dem der Wasserspiegelauslenkungen folgt, zeigt, daß die normierten Belastungen der Rückwand bei etwa $B/L = 0.25 - 0.35$ ein Minimum aufweisen (Abb. 113). Die Abnahme der Belastungen mit ansteigendem B/L (Bereich $0 < B/L < 0.35$) ist neben der verminderten Wellentransmission an der Frontwand auch dem verringerten Flachwassereinfluß und der Zerlegung der Wellen in der Wellenkammer zuzuordnen - die Aspekte, die ebenfalls bei der Entwicklung der Wasserspiegelauslenkungen in der Wellenkammer eine Rolle spielen (Abschn. 4.2). Die stärkere Druckabnahme (vgl. Druck-Abnahme-Faktor K , Abschn. 5.1) unter relativ kurzperiodischen Wellen wird durch die geringeren Belastungen der Rückwand von EKS1 im Vergleich zu EKS2 bei gleichen B/L - Verhältnissen bestätigt. Der in Abb. 113 angegebene abgeschätzte mittlere Verlauf (gestrichelte Linie) berücksichtigt den Einfluß der relativen Wassertiefe, so daß der Grenzwert der normierten Belastungen für stark nichtlineare Wellen und kleine B/L -Werte bei $F_{RW}^+/F_0 = 2.0$ (undurchlässige Wand) und der Grenzwert nahezu linearer Wellen ($B/L = 0.5$) bei $F_{RW}^+/F_0 = 1.0$ liegt. In diesen Bereichen geht die Belastung der Frontwand stark zurück und die Rückwandbelastung entspricht der einer einzeln stehenden dichten Wand.

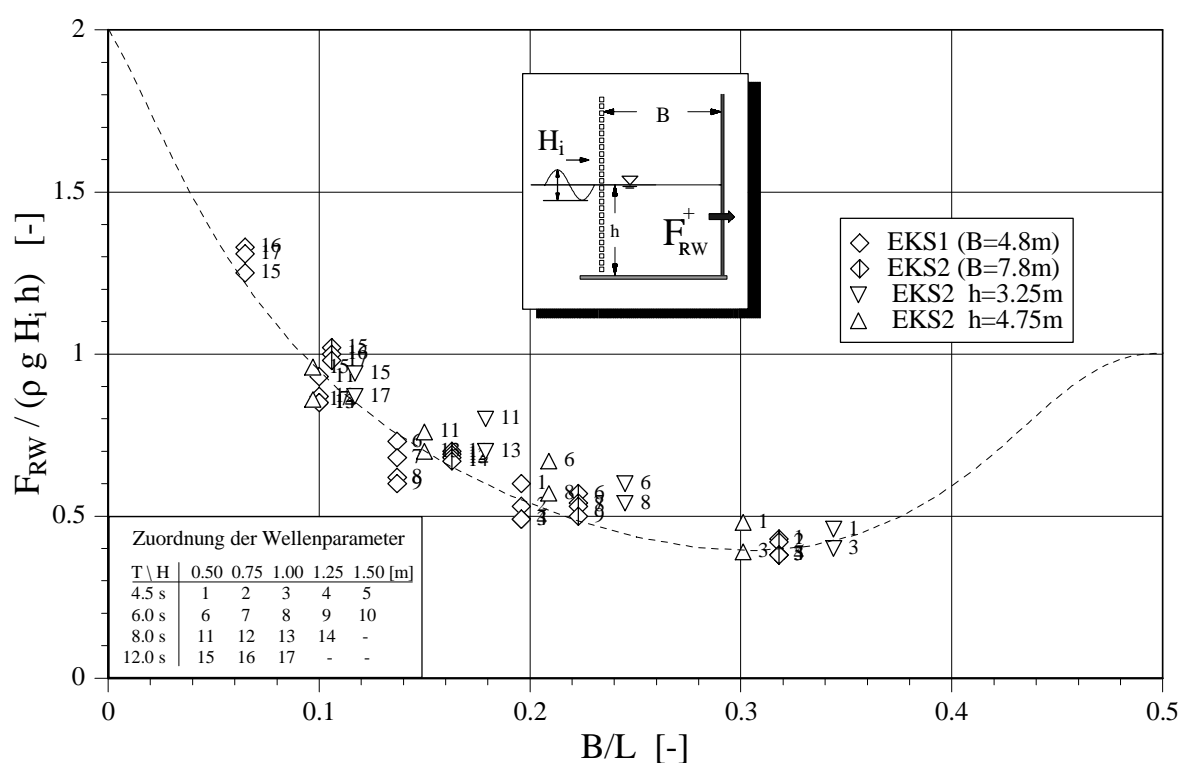


Abb. 113: Bezogene Horizontalkraft an der Rückwand der EKS in Abhängigkeit der relativen Kammerlänge.

Der Zusammenhang zwischen dem Wellenaufbau an der Kammerrückwand η_{RW} und der analysierten Wellenbelastung ist hingegen weniger ausgeprägt als an der Frontwand, da dieser durch den erwähnten Einfluß der Turbulenzen in der Wellenkammer überlagert wird. Dies wird deutlich, wenn zur Normierung der Rückwandbelastungen nicht die Wellenhöhe H_i , sondern die Wasserspiegelauslenkung an der Rückwand η_{RW}^+ herangezogen wird (Abb. 114), die bereits den Einfluß der Wellentransmission an der durchlässigen Frontwand und die Asymmetrie der Wellen berücksichtigt. Durch den Bezug der Horizontalkraft auf die positive Wasserspiegelauslenkung η_{RW}^+ wird die Nichtlinearität der Welle teilweise kompensiert, weshalb kein ausgeprägter Anstieg der normierten Belastung im Bereich kleiner B/L (Ziffer 15-17, EKS1) stattfindet.

Neben der Belastungsreduktion durch die Abnahme der Wasserspiegelauslenkungen in der Wellenkammer mit ansteigendem B/L tritt der bereits an der Frontwand beobachtete Druckminderungseffekt ein (Abb. 108a). Durch entsprechend hohe Geschwindigkeiten bei der Durchströmung der Frontwand werden Ablösungsprozesse hervorgerufen, die einen starken Eintrag von Luftbläschen in die Wassersäule bewirken, wodurch u.a. die Dichte des Fluids herabgesetzt wird. Die beobachtete Druckminderung tritt bei einer relativen Kammerlänge von etwa $B/L = 0.25$ (Frontwand in der Nähe des Schwingungsknotens) besonders stark hervor (Abb. 114).

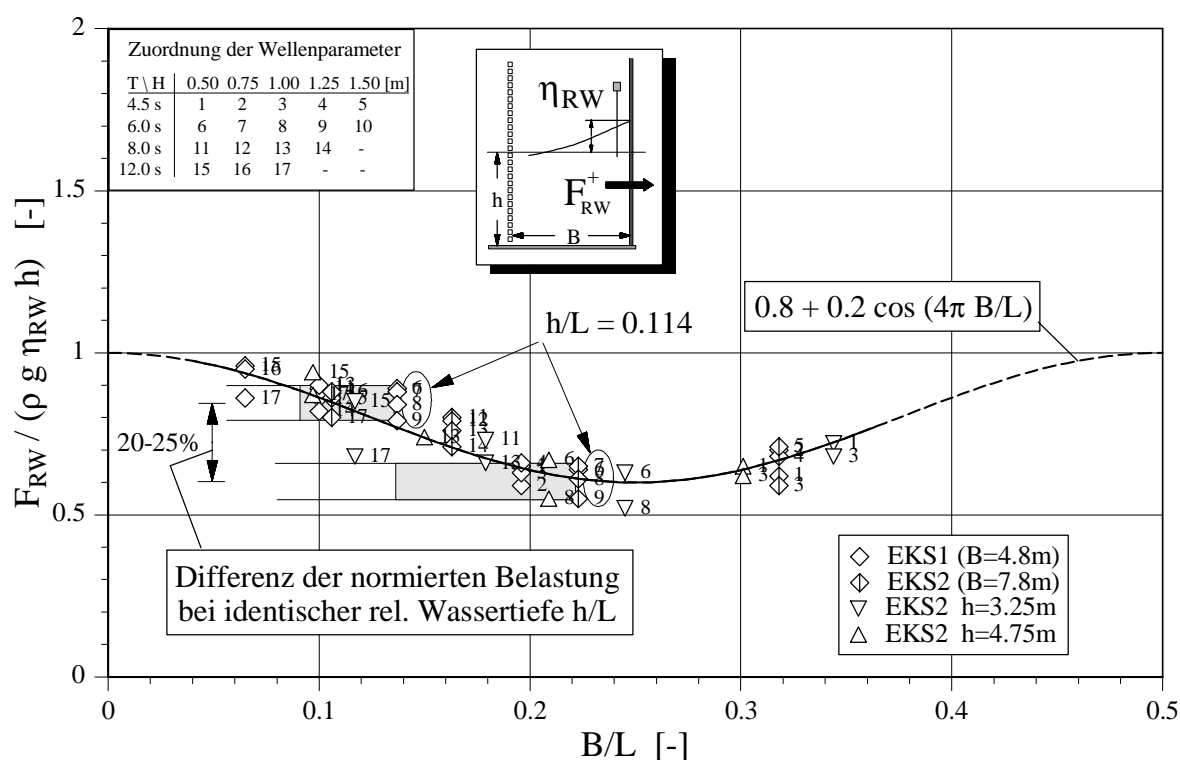


Abb. 114: Variation der normierten Rückwandbelastung in Beziehung zu B/L

Die angegebene Funktion beschreibt näherungsweise den Verlauf der normierten Belastung über B/L . Wird die stärkere Druckabnahme unter kurzperiodischen Wellen berücksichtigt liegt die Druckminderung etwa im Bereich von 20-25%, wie aus der direkten

Gegenüberstellung der relativen Horizontalkräfte $F_{RW}^+ / (\rho g \eta_{RW}^+ h)$ bei vergleichbarem h/L ($= 0.114$) zu erkennen ist (vgl. Abb. 114, Ziffern 6-9: $T = 6s$, $h = 4.0m$). Da dieser Wert recht hoch scheint, sind neben dem Lufteintrag vermutlich weitere Prozesse (z.B. Veränderung der Energieverteilung über die Wassersäule infolge der Transmission an der Frontwand, Zerlegung der Wellen in höherfrequente Anteile) an der Druckminderung beteiligt.

6.2.1.3 Verhältnis der Teillasten an Front- und Rückwand

Zum Verständnis des Zusammenwirkens der Teilbelastungen in Abhängigkeit der relativen Kammerlänge soll nachfolgend der Anteil der Front- und Rückwandbelastung an der Gesamtbelastung des Bauwerks untersucht werden.

In Abb. 115 ist das Verhältnis der maximalen Teilbelastungen an Front- und Rückwand (F_1 bzw. F_{RW}) zur maximalen Gesamtbelastung F_{ges} aufgetragen. Die bezogenen Teilbelastungen F_1/F_{ges} und F_{RW}/F_{ges} oszillieren mit der Kammerlänge, wobei lokale Minima und Maxima auftreten.

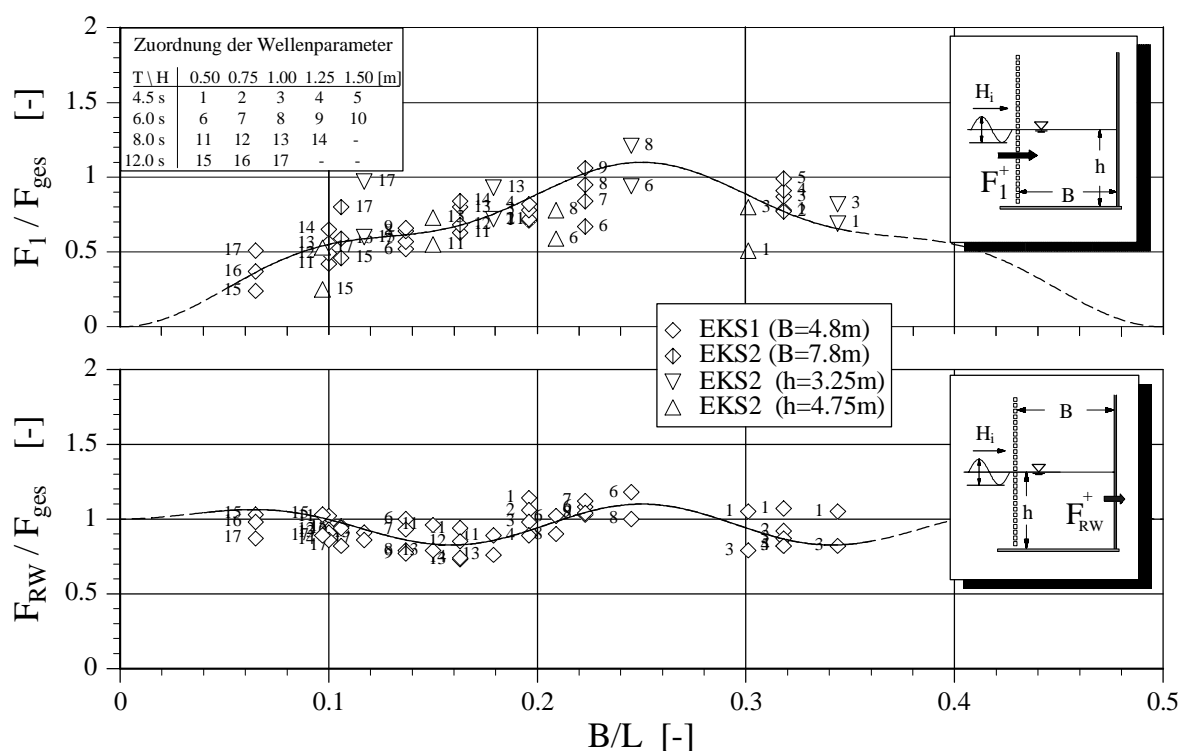


Abb. 115: Relation der maximalen Teilkräfte F_1 (oben) und F_{RW} (unten) zur maximal auftretenden Gesamtbelastung F_{ges} der EKS in Bezug zur relativen Kammerlänge B/L .

Die maximalen Werte F_1/F_{ges} treten auf, wenn sich die Frontwand im Schwingungsknoten befindet ($B/L = 0.25$) und entsprechend hohe Strömungsgeschwindigkeiten vorliegen. Zusätzlich erhöht sich die Belastung, wenn die Wasserspiegeldifferenz an der Frontwand maximal wird (etwa $B/L = 0.1$ bzw. $B/L = 0.4$). In den Grenzfällen ($B/L = 0$ bzw. $B/L = 0.5$) geht F_1/F_{ges} gegen Null.

Die Relation der maximalen Rückwandbelastung zur maximalen Gesamtbelastung $F_{\text{RW}}/F_{\text{ges}}$ liegt in den Grenzfällen ($B/L = 0$ bzw. $B/L = 0.5$) bei 1.0, da sich die Struktur wie eine einzeln stehende dichte Wand verhält. Das Maximum $F_{\text{RW}}/F_{\text{ges}}$ tritt ebenfalls bei $B/L = 0.25$ auf und liegt hier - bis auf eine Ausnahme - etwas über den Werten an der Frontwand (Abb. 115).

Die Gegenüberstellung der normierten Differenz der Teillasten $(F_{\text{RW}} - F_1)/\rho g H_i h$ bestätigt den maßgebenden Anteil Rückwandbelastung an der Gesamtbelastung im Bereich kleiner Kammerlängen (Abb. 116). Mit zunehmender relativer Kammerlänge (bis etwa $B/L = 0.2$) steigt die Belastung der Frontwand F_1 während gleichzeitig die Belastung der Rückwand F_{RW} absinkt.

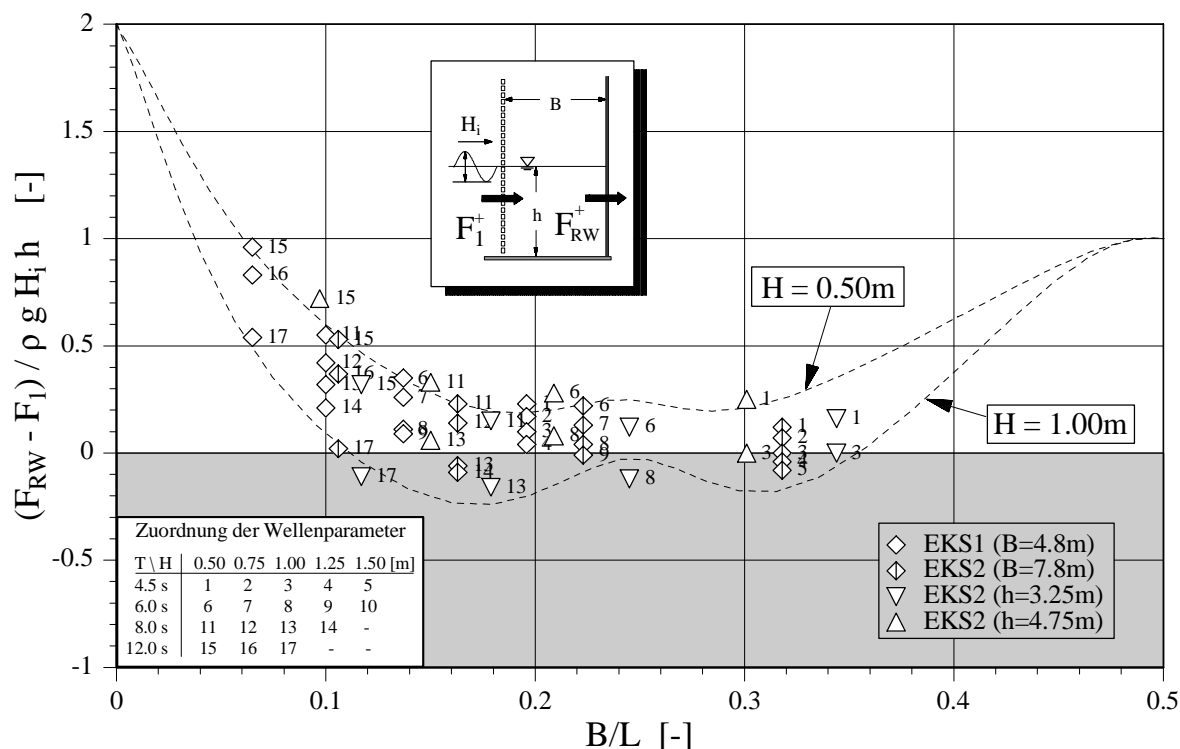


Abb. 116: Differenz zwischen maximaler Belastung der Rückwand F_{RW} und maximaler Belastung der Frontwand F_1 in Abhängigkeit der relativen Kammerlänge B/L .

Dieser Prozeß wird bei entsprechend großen Wellenhöhen verstärkt, da ein höherer Fließwiderstand an der Frontwand hervorgerufen wird (Abb. 116). Im Bereich ausge-

prägender Druckgradienten an der Frontwand (etwa bei $B/L = 0.15$ und $B/L = 0.35$, vgl. Abb. 50, Abschn. 4.2) kann die Belastung der Frontwand sogar die der Rückwand übersteigen. Wenn hingegen die durchlässige Frontwand in unmittelbarer Nähe des Schwingungsknotens installiert ist, scheint (parallel zu den hier ermittelten reduzierten Wasserspiegeldifferenzen) auch die Belastung der Frontwand F_1 leicht zurückzugehen ($0.18 < B/L < 0.24$).

Bei stark ungleich hohen Belastungen an Front- und Rückwand ist deren Phasenbeziehung zur Ermittlung der Gesamtbelastung von untergeordnetem Einfluß. Mit dem beobachteten Anstieg von F_1 mit zunehmendem B/L gewinnt auch der Phasenbezug von F_1 und F_{RW} an Bedeutung.

6.2.1.4 Phasenbeziehung der Teilbelastungen

Das Maximum der Überlagerung zweier unabhängiger phasenverschobener Sinusschwingungen gleicher Amplitude liegt zeitlich (bzw. örtlich) in der Mitte der jeweiligen Maxima der Einzelschwingungen. Sind die Amplituden der Schwingungen stark unterschiedlich, verschiebt sich der Zeitpunkt der maximalen Überlagerung zum Maximalwert der maßgebenden Schwingung. Bei den hier untersuchten Bauwerken variieren die Amplituden der Teillasten und die Belastungsverläufe stehen aufgrund der Wellenkammer zusätzlich in gegenseitiger Wechselwirkung.

Der signifikante Einfluß der relativen Kammerlänge B/L auf die Zeitdifferenz $\Delta t/T$ zwischen den Maxima der Rückwandbelastung und der Gesamtbelastung (positive Phasenwinkel) wird aus Abb. 117 ersichtlich. Dort wo der Zeitversatz relativ gering ist ($B = 0L$, rd. $B = 0.2-0.25L$ und $B = 0.5L$), ist die Belastung der undurchlässigen Rückwand ausschlaggebend für die Gesamtbelastung der Struktur ($B/L = 0 \rightarrow F_1 = 0$). In dem Bereich, in dem die Belastungen der Front- und Rückwand gleichermaßen signifikant zur Gesamtbelastung beitragen, steigt die Zeitdifferenz sowohl von $t(F_1) - t(F_{ges})$ als auch von $t(F_{RW}) - t(F_{ges})$ merklich an (bis rd. $0.15 T$ für etwa $B/L = 0.15$).

Bei relativen Kammerlängen $B/L > 0.25$ bewirken Kammereigenschwingungen und die generelle Abnahme der Teilbelastungen (insbesondere der Rückwand), daß die Phasenbeziehung der Front- und Rückwandbelastungen nicht mehr eindeutig ist, daher streuen die Werte stärker und ergeben zudem größere Zeitdifferenzen zwischen Gesamt- und Rückwandbelastung (bis rd. $0.25 T$ für $B/L > 0.2$).

Die Differenz der in Abb. 117 dargestellten Phasenbeziehungen entspricht dem zeitlichen Versatz $\Delta t = t(F_{RW}) - t(F_1)$ zwischen dem Auftreten der Maxima der Teillasten an Front- und Rückwand. Der ermittelte Phasenwinkel $\varphi(F_1, F_{RW})$ der Teillasten unterscheidet sich jedoch von der Phasenbeziehung, die hinsichtlich der maximalen Wasserspiegelauslenkungen vor der Front- und Rückwand ermittelt wurde (vgl. Abschn. 4.2).

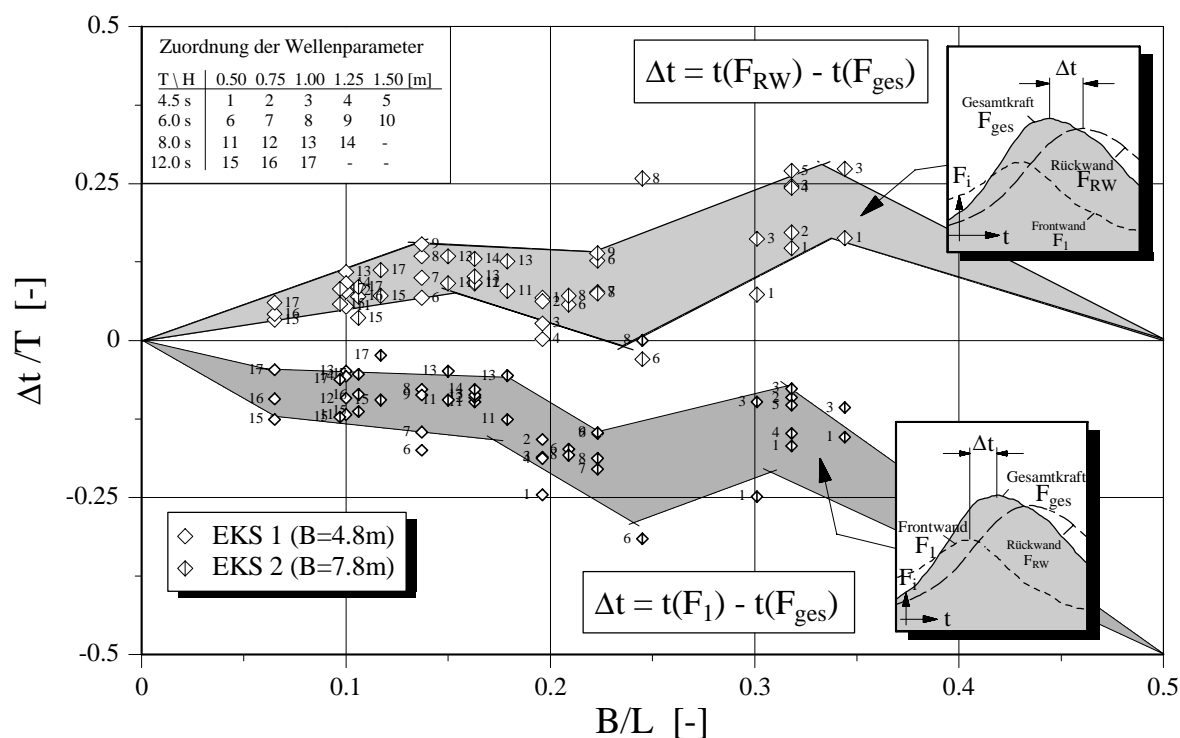


Abb. 117: Phasenbezug zwischen der maximalen Teilbelastung (Frontwand, Rückwand) und der maximalen Gesambelastung von Einkammersystemen.

Dabei ist es zunächst nicht nachvollziehbar, daß bei einer Kammerlänge $B = 0.15L$ sowohl die Werte $t(F_{RW}) - t(F_{ges})$ als auch $t(F_{RW}) - t(F_1)$ auf $0.15T$ ansteigen (Abb. 117), da dies eine Kammerlänge $B = 0.3L$, d.h. doppelt so groß wie die vorhandene Kammerlänge erfordern würde.

Die Gegenüberstellung des bezogenen Phasenversatzes $\varphi(F_1, F_{RW})/\varphi_0$ (mit $\varphi_0 = 2\pi B/L$) in Abb. 118 zeigt jedoch, daß bei relativ kurzen Kammern ($B/L < 0.2$) der analysierte Phasenversatz $\varphi(F_1, F_{RW})$ tatsächlich größer als der theoretische Wert φ_0 ist. Kürzerperiodische Wellen nähern sich der theoretisch ermittelten Phasendifferenz an.

Die zunehmende Abweichung des Phasenwinkels langperiodischer Wellen vom theoretischen Wert ist der Geschwindigkeit der Kammerfüllung zuzuordnen, die festlegt, wie schnell der Wasserspiegel an der Rückseite der Frontwand ansteigt und entsprechend seewärtige Kräfte erzeugt. Je rascher dieser Anstieg stattfindet und je kleiner die resultierende Belastung der Frontwand ist, um so mehr verschiebt sich das Belastungsmaximum F_1 zeitlich nach vorn und vergrößert somit die Phasendifferenz zum Belastungsmaximum an der Rückwand (Abb. 119, schematisch). Zur besseren Übersicht sind die Belastungen der Rückwand als auch die Gesambelastungen des Bauwerks in der Höhe konstant dargestellt. Tatsächlich steigen mit Abnahme der Frontwandbelastung die Wellenkräfte auf die Rückwand und die Gesamtstruktur an.

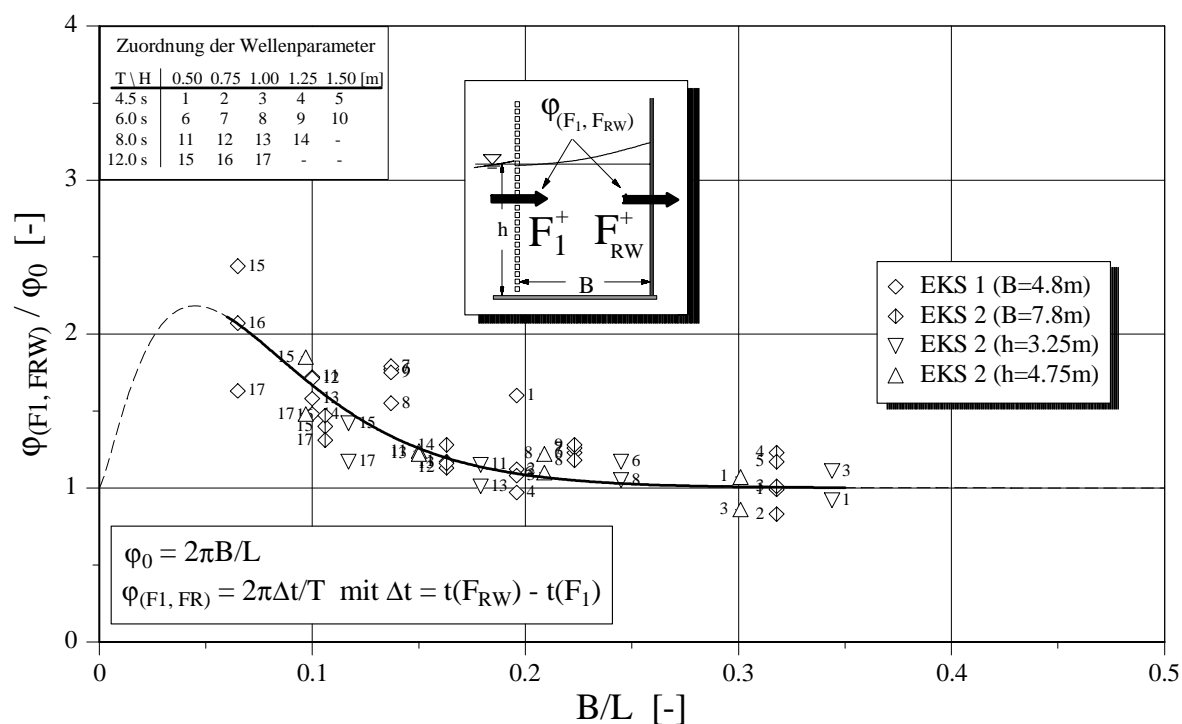


Abb. 118: Phasenbezug zwischen den Belastungsmaxima an Front- und Rückwand der Einkammersysteme

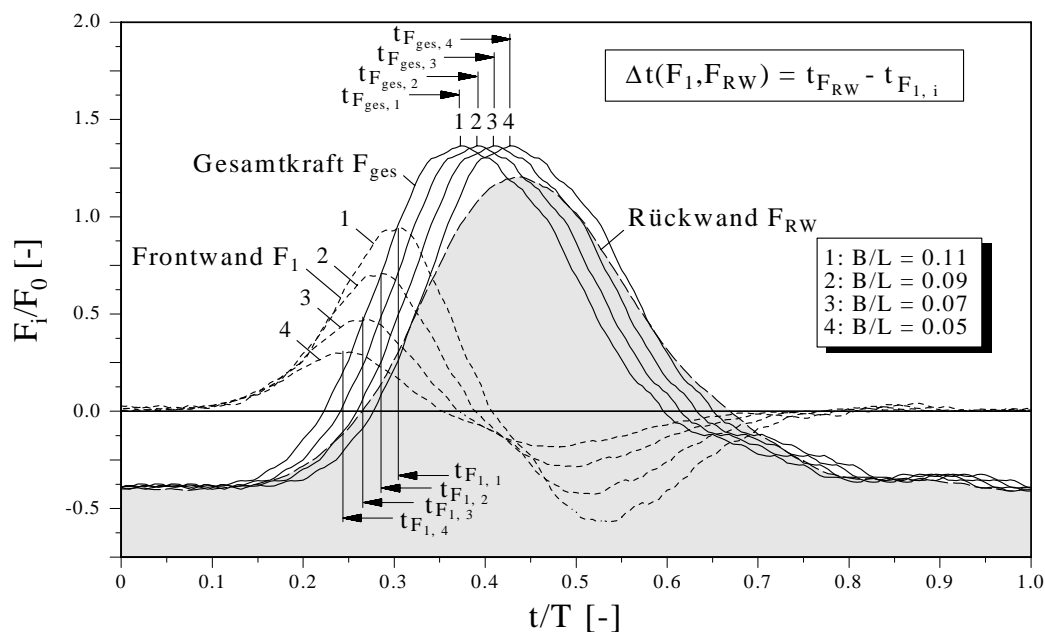


Abb. 119: Verschiebung der Zeitpunkte $t(F_1)$ und $t(F_{ges})$ und Vergrößerung des Phasenwinkels $\Delta t = t(F_{RW}) - t(F_1)$ infolge der raschen Kammerfüllung bei relativ kurzen Wellenkammern ($B/L < 0.15$, vgl. Abb. 118).

Dies bedeutet, daß der Vorteil des (überproportional) großen Phasenwinkels zwischen Front- und Rückwandbelastung gering ist, da die Belastung der Rückwand in diesem Bereich B/L sehr stark überwiegt ($F_1 \ll F_{RW}$), so daß der Phasenbezug der Teillasten für die Gesamtbelastung unwesentlich ist.

6.2.1.5 Gesamtbelastung des Bauwerks

Die Analyse der normierten Gesamtbelastung der EKS zeigt, daß die "globalere" Betrachtung das komplexe Zusammenwirken der Aufteilung der Lasten und deren Phasenbeziehung nur bedingt wiedergeben kann (Abb. 120). Vielmehr gleicht der Verlauf von $F_{ges}^+ / (\rho g H_i h)$ in Beziehung zu B/L dem der Rückwandbelastung (vgl. Abb. 113).

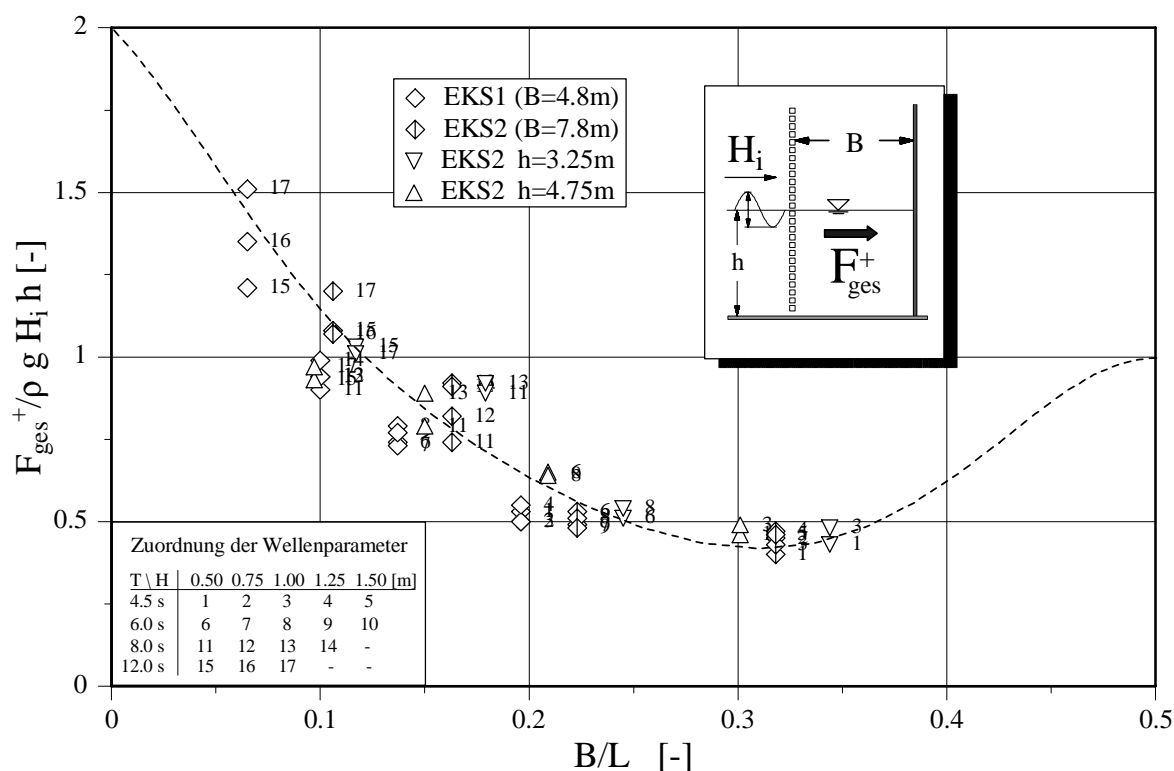


Abb. 120: Beziehung der simultan auftretenden normierten Gesamtkraft (EKS) zur relativen Kammerlänge.

Während in den Grenzfällen $B/L = 0$ bzw. $B/L = 0.5$ die Kurven von F_{ges} und F_{RW} übereinstimmen müssen, kann aus den vorgestellten Untersuchungen abgeleitet werden, daß für Werte $0 < B/L < 0.5$ die Frontwandbelastung einen Teil zur Gesamtbelastung beiträgt. Die Gesamtbelastung von Einkammersystemen wird daher signifikant von folgenden Faktoren bestimmt:

- Größe der Teilbelastungen an Front- und Rückwand in Abhängigkeit der dynamischen hydraulischen Eigenschaften der Frontwand (Wellenhöhe, Porosität, B/L , d.h.

Fließwiderstand)

- Belastungsverlauf und Phasenbeziehung der Einzellasten (u.a. Wellenasymmetrie bzw. Wellenprofil, B/L)
- weitere Faktoren, z.B. Wirbelbildung, Lufteintrag und Entstehung von Eigenschwingungen in der Wellenkammer (abhängig u.a. vom B/L Verhältnis)

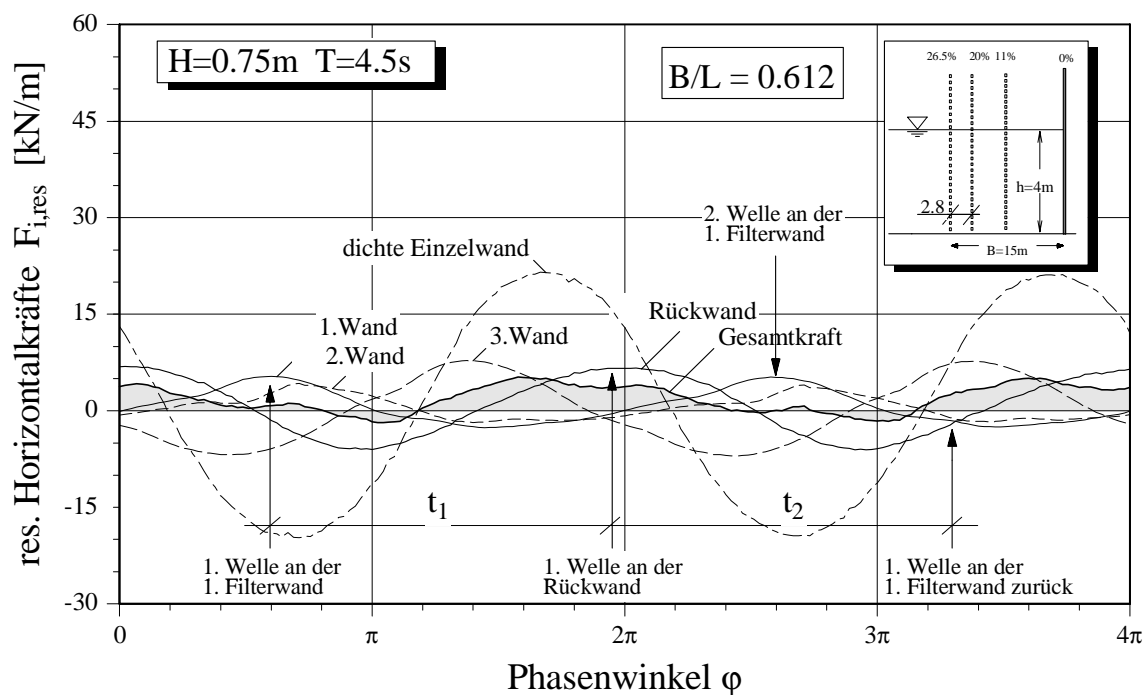
Am Ende dieses Abschnittes werden die maßgebenden Einflüsse zur Gesamtbelastung von Einkammersystemen in Abhängigkeit der relativen Kammerlänge zusammengefaßt

6.2.2 Seegangsbelastung von Mehrkammersystemen

Günstig gestaltete Mehrkammersysteme (optimierte Kammerlängen und Porositäten der Einzelwände, etc.) bewirken - neben der stärkeren Energiedissipation - infolge der größeren Anzahl von Filterwänden eine ausgeprägte Aufteilung und Phasenverschiebung der Teillasten, und damit eine erhebliche Reduzierung der Gesamtbelastung. Bei entsprechender Gesamtlänge des Bauwerks (etwa $B/L > 0.5$) treten überdies landwärts und seewärts gerichtete Wellenkräfte an verschiedenen Wänden des Systems zeitgleich auf, wodurch die Gesamtbelastung zusätzlich verringert wird. Dies ist beispielhaft für MKS1 anhand des Belastungsverlaufes der Einzelwände demonstriert (Abb. 121a). Die vorlaufende Welle (1. Welle) legt in der Zeit t_1 die Strecke zwischen seewärtiger Filterwand und durchlässiger Rückwand zurück und erreicht nach $t_1 + t_2$ erneut die Frontwand. Vor dem Zeitpunkt $t_1 + t_2$ transmittiert jedoch bereits die nachlaufende Welle (2. Welle) durch die seewärtige Wand in das Bauwerk hinein. Die simultan auftretenden Gesamtbelastungen gehen daher auf weniger als ein Drittel der Belastungen einer einzeln stehenden undurchlässigen Wand zurück (Abb. 121a).

Für längerperiodischen Seegang (bzw. bei kürzeren Wellenkammern) tritt dieser zusätzliche Effekt nicht auf. Dennoch wird durch entsprechende Lastaufteilung auf die einzelnen Wände und deren phasenverschobene Maxima eine starke Reduktion der Gesamtbelastung im Vergleich zur einzelnen dichten Wand bewirkt (Abb. 121b). Geht die relative Gesamtlänge des Bauwerkes auf sehr kleine Werte B/L zurück, dann reduziert sich der Einfluß zusätzlicher Wände, da sich deren Interaktion mit dem Seegang aufgrund der vorliegenden niedrigen Horizontalgeschwindigkeiten ebenfalls verringert. Das Bauwerk verhält sich bei B/L Werten unter rd. $B/L = 0.2$ zunächst wie ein Einkammersystem, bzw. für $B/L \sim 0$ wie eine einzeln stehende undurchlässige Wand (vgl. Abschn. 6.2.3).

a) Relativ kurzperiodische Wellen



b) Relativ langperiodische Wellen

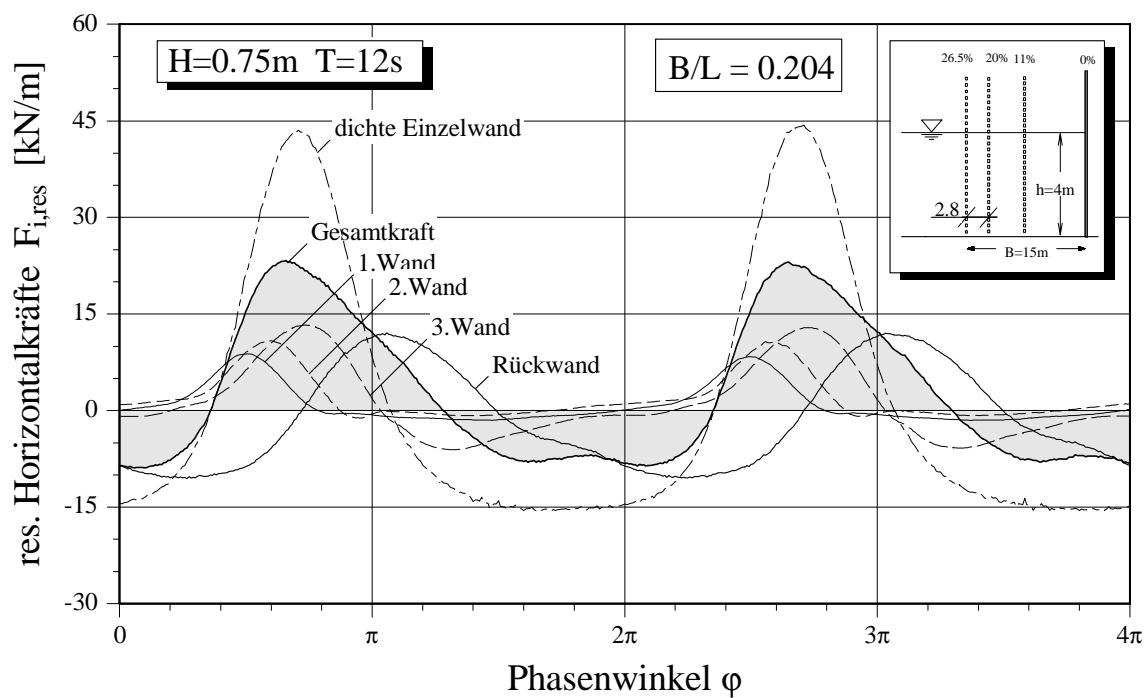


Abb. 121: Verlauf und Phasenbeziehungen der Teillasten sowie der Gesamtbelastung im Vergleich zur dichten Einzelwand (regelmäßiger Seegang, a) relativ kurzperiodische Wellen, b) relativ langperiodische Wellen, MKS1).

An dieser Stelle soll nicht im Detail auf die Belastungen der einzelnen Wände in Mehrkammersystemen eingegangen werden, da die komplexen Vorgänge keine weiterführende Interpretation der Ergebnisse im Rahmen dieser Arbeit erlauben. Statt dessen sollen nachfolgend - analog zur hydraulischen Wirksamkeit - die Verhältnisse bei Ein- und Mehrkammersystemen direkt gegenübergestellt werden, um eine Einschätzung und Wertung der EKS und MKS hinsichtlich der Bauwerksstabilität unter Seegangsbelastungen zu ermöglichen.

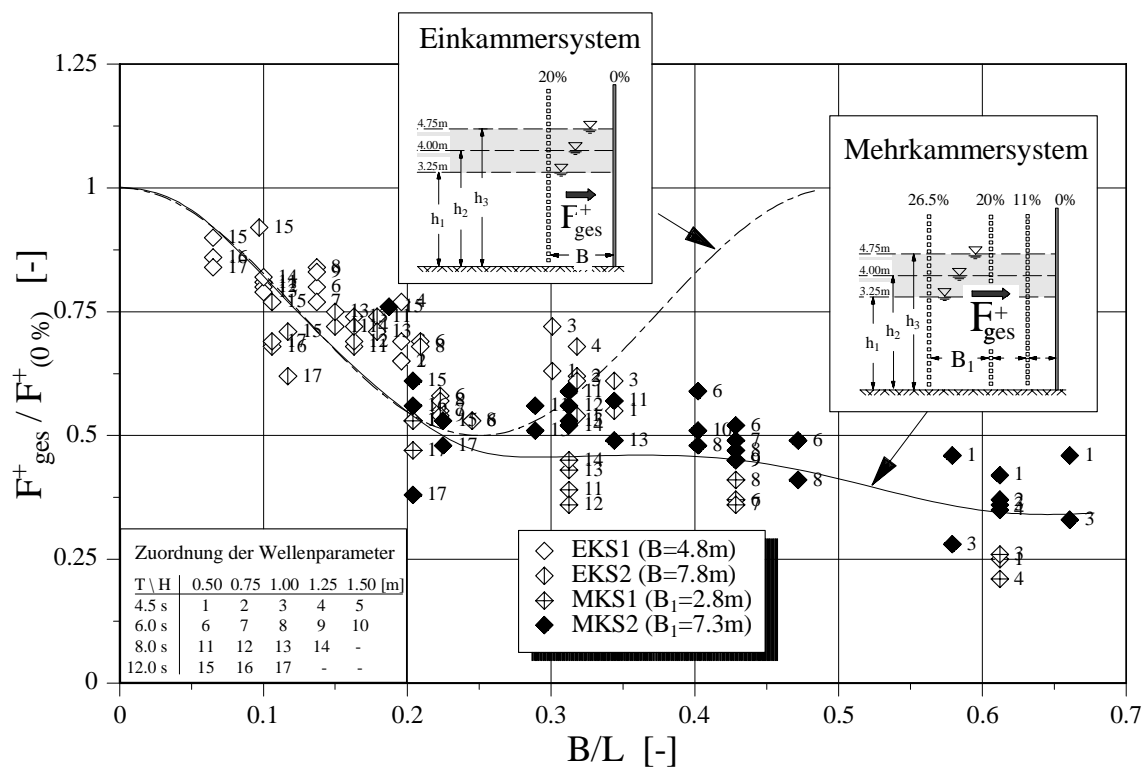
6.2.3 Vergleich der Gesamtbelastung von Ein- und Mehrkammersystemen

Der Vergleich der normierten Belastungen von EKS und MKS sowie der an der dichten Einzelwand ermittelten Maximalbelastungen zeigt die erhebliche Reduzierung der resultierenden Gesamtkraft insbesondere bei den MKS (Abb. 122). Zur Normierung wurde die an der undurchlässigen Wand (Referenzfall) unter gleichen Seegangsbedingungen gemessene Horizontalkraft $F_{0\%}$ herangezogen. Dadurch wird der Einfluß der Nichtlinearität weitgehend kompensiert. Während bei den EKS die maximale Belastungsminderung an einen engeren Bereich von Wellenfrequenzen gebunden ist, d.h. ein optimales B/L Verhältnis besteht, sinken die Belastungen der MKS mit zunehmender Länge des Kammersystems beständig ab. Die untersuchten MKS ergeben im günstigsten Fall um mehr als 75% verringerte Belastungen im Vergleich zu einer dichten vertikalen Wand. Der Vergleich von Abb. 122a und Abb. 75 (Abschn. 5.2) zeigt zudem, wie eng die Belastungen und die Wellendämpfung von Kammersystemen miteinander gekoppelt sind.

Die beständige Reduktion der Wellenkräfte trifft auch hinsichtlich der maximalen seewärtigen Gesamtbelastungen zu, die im EKS größere Werte erreichen können als an einer undurchlässigen Wand (Abb. 122b). Dieser Fall tritt bei großen Wellenhöhen ein, bei denen das Wellental vor dem Bauwerk schneller absinkt als in der Wellenkammer, d.h. die extremen Belastungswerte werden an der durchlässigen Frontwand erzeugt. Dieser Effekt scheint mit zunehmender Kammerlänge an Einfluß zu verlieren (Abb. 122b). Bei den MKS tritt eine signifikante Verringerung der seewärtigen Lasten für $B/L > 0.25$ auf. Die Reduktion nimmt stetig mit weiter ansteigender Kammerlänge zu, so daß die seewärtigen Gesamtbelastungen bei großen B/L - Werten auf 10 % der undurchlässigen Wand zurückgehen.

Die Ergebnisse sind weitgehend auf Wellenspektren übertragbar, wie für den Fall positiver Wellenkräfte $F_{1/10}$ dargestellt ist (Abb. 123). Im Bereich kleiner B/L Werte ($B/L < 0.15$) ist die Belastungsreduktion gegenüber Versuchen mit regelmäßigem Seegang erhöht. Die in Abb. 123 zu beobachtenden stärkeren Streuungen im Vergleich zu regelmäßigem Seegang resultieren zum Teil vermutlich aus der Relation zweier statistischer Größen.

a) Landwärts gerichtete Wellenkräfte



b) Seewärts gerichtete Wellenkräfte

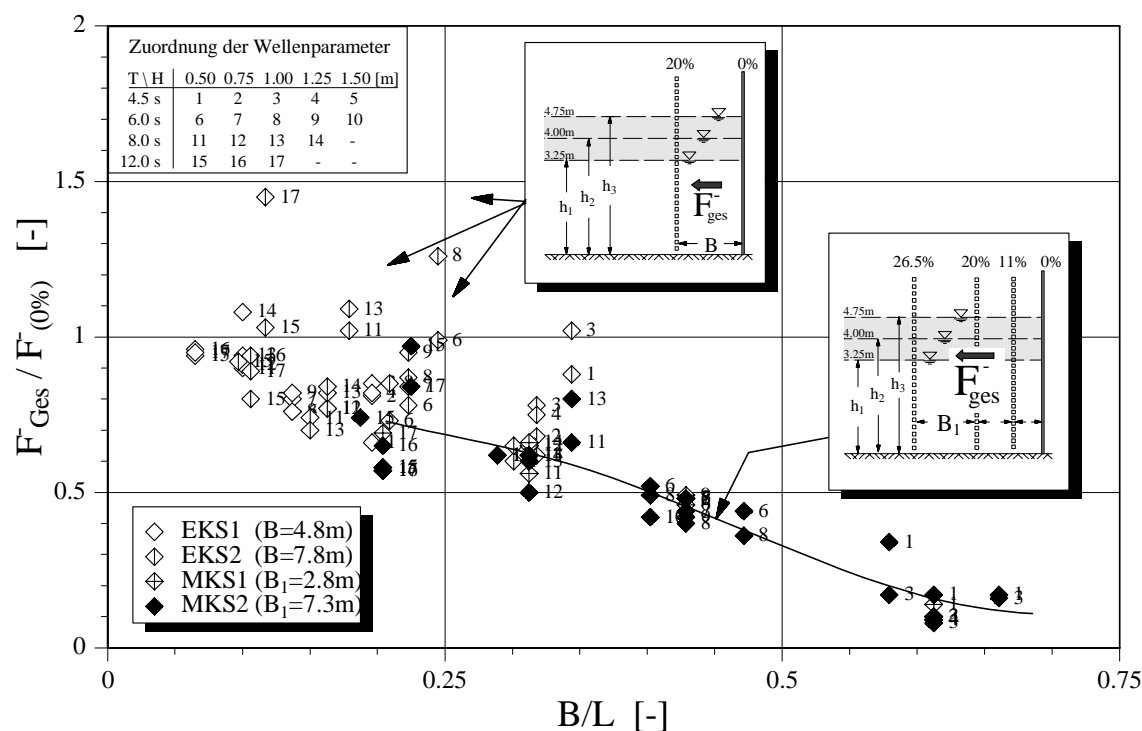


Abb. 122: Vergleich der simultanen Gesamtbelastung von Kammersystemen mit der Belastung einer undurchlässigen Wand (regelmäßiger Seegang, a) landwärts gerichtete, b) seewärts gerichtete Kräfte).

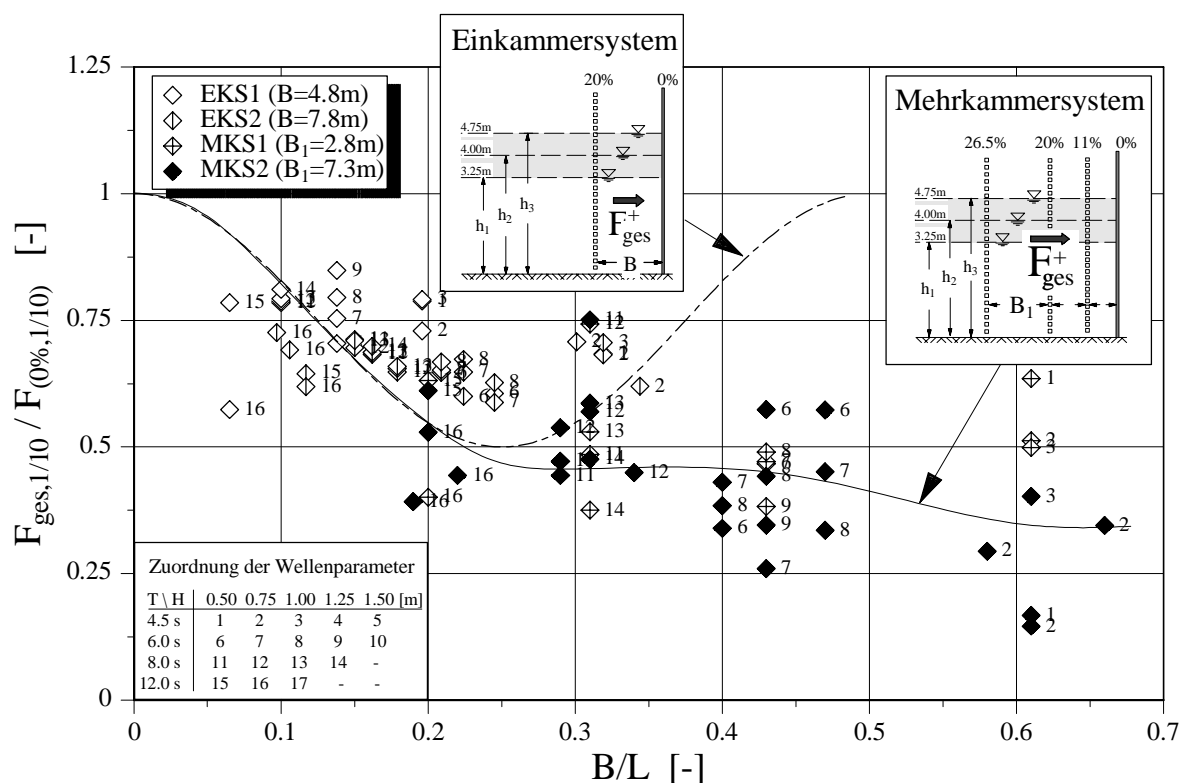


Abb. 123: Vergleich der simultanen Gesamtbelastung von Kammersystemen mit der Belastung einer undurchlässigen Wand (positive Kräfte, Wellenspektren).

Dadurch bedingt, daß die erste Interaktion des Seegangs mit der Frontwand rd. 15m vor der dichten Rückwand stattfindet, ist es darüber hinaus möglich, daß die Dispersion unterschiedliche Überlagerungen des Seegangsspektrums am Bauwerk (Kammersystem, bzw. undurchlässige Wand) hervorruft, welches sich insbesondere auf die Belastungswerte geringerer Überschreitungswahrscheinlichkeit (wie z.B. $F_{1/10}$) auswirken kann.

6.2.4 Zusammenfassung: Seegangsbelastung von Kammersystemen

Die Belastungen von Kammersystemen weisen (vergleichbar mit einzeln stehenden durchlässigen Wänden) eine enge Beziehung zu den vorliegenden Wasserspiegelauslenkungen auf. Die durchlässige Frontwand bewirkt eine Reduktion der Wellenkräfte an der dichten Rückwand. Die Aufteilung der Energie in Teilbelastungen an Front- und Rückwand und deren phasenverschobener Verlauf führt zu einer Verringerung der Gesamtbelastung der Struktur. Durch den Kammereinfluß werden darüber hinaus hydraulische Prozesse, wie z.B. der Wellenzerlegung durch Kammer-Eigenschwingungen und der Reduktion der Fluidichte durch Lufteintrag hervorgerufen, die für die Belastungen des Systems eine starke Rolle spielen können.

Das Zusammenwirken der beteiligten Faktoren an der Reduzierung der Gesamtbelastungen von Kammersystemen ist in Abb. 124 in Bezug zur relativen Kammerlänge vereinfacht dargestellt. Die für Einkammersysteme ermittelten Beziehungen (d.h., Phasenbeziehung, Größe der Teillasten, etc. Abb. 124, oben) sind dabei nicht auf Mehrkammersysteme übertragbar. Wie schon bei der Gegenüberstellung der Gesamtbelastungen an EKS und MKS gezeigt, ist jedoch davon auszugehen, daß sich die Belastungen der Strukturen für $B/L < 0.2$ angleichen.

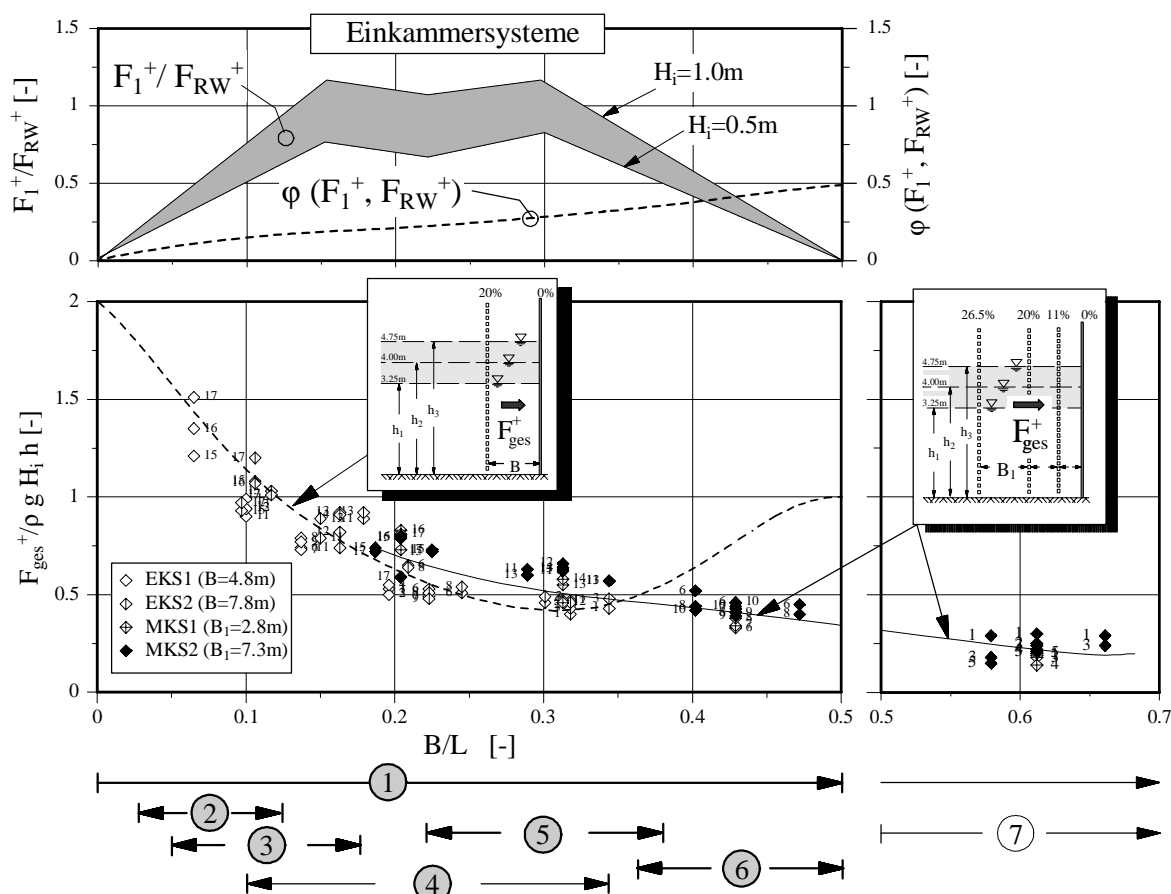


Abb. 124: Schematische Angabe der - B/L Bereiche hinsichtlich signifikanter Randbedingungen für die Belastung von Einkammer-Systemen.

Der B/L Einfluß kann in verschiedene Sektoren eingeteilt werden, in denen bestimmte Mechanismen die Belastung sowohl der einzelnen Wände als auch des Gesamtsystems maßgeblich prägen:

- Bereich 1:** Mit abnehmender Wellenlänge (d.h. mit ansteigendem B/L , bei annähernd konstanter Kammerlänge) nimmt der Flachwassereinfluß ab, wodurch die Wellenbelastungen reduziert werden. Der theoretische Phasenbezug $\varphi_0(F_1^+, F_{RW})$ der Belastungen an Front- und Rückwand steigt mit B/L an.
- Bereich 2:** Der tatsächliche Phasenversatz $\varphi(F_1^+, F_{RW})$ verstärkt sich überpro-

portional, dennoch liegen in diesem Bereich große Gesamtbelastungen vor, da die Interaktion des Seegangs mit der Frontwand gering ist und daher die Rückwandbelastungen stark überwiegen (u.a. Abb. 118 u. 120) .

- Bereich 3: Bedingt durch die ausgeprägten Wasserspiegeldifferenzen steigen die Belastungen der Frontwand stark an. Der hohe Fließwiderstand, insbesondere bei großen Wellenhöhen läßt die Belastungen der Rückwand stärker absinken. Infolge der Erhöhung der Frontwandbelastungen geht der gemessene Phasenversatz auf den theoretischen Wert zurück (Abb. 119).
- Bereich 4: Die Belastungen an Front- und Rückwand sind (bei insgesamt relativ niedrigen Werten) nahezu gleich groß, dennoch liefert die Rückwandbelastung bei der hier gewählten Porosität der Frontwand den entscheidenden Beitrag. Weiterhin ist die erläuterte Druckminderung aufgrund hoher jet-Geschwindigkeiten (u.a.) in diesem Bereich besonders stark ausgeprägt.
- Bereich 5: Die in Zusammenhang mit den Wasserspiegelauslenkungen gezeigten Eigenschwingungen in der Wellenkammer reduzieren zusätzlich die Wellenbelastungen des Bauwerks. Auch die Belastungen an der Frontwand steigen trotz vergrößerter Wasserspiegeldifferenzen nur geringfügig an.
- Bereich 6: Die Frontwandbelastung geht stark zurück, da sich die Frontwand zunehmend in der Nähe des Schwingungsbauches im teilstehenden Wellenfeld vor der Rückwand befindet. Durch die ungleiche Lastaufteilung ist der Phasenbezug der Teillasten ohne Bedeutung, das Einkammersystem verhält sich näherungsweise wie eine einzeln stehende dichte Wand.
- Bereich 7: Es treten zeitgleich landwärts und seewärts gerichtete Wellenkräfte an den verschiedenen Wänden des Bauwerkes auf, infolgedessen die Gesamtbelastungen noch weiter absinken.

Mehrkammersysteme weisen bei Kammerlängen $B > 0.3L$ eine höhere Belastungsreduktion als die der Einkammersysteme auf. Wie bei der Wellendämpfung ist die Belastungsreduktion von MKS weniger selektiv hinsichtlich der Seegangsfrequenz. Durch simultan auftretende Horizontalkräfte sowohl in Wellenangriffsrichtung als auch in seewärtiger Richtung bei kurzperiodischen Wellen, erreichen MKS eine zusätzliche Verringerung der Gesamtbelastung des Bauwerkes (um bis zu 75% gegenüber einer dichten vertikalen Einzelwand).

Ein wichtiger Aspekt ist weiterhin dem stark ähnlichen Verlauf der Belastungen von EKS und MKS für Kammerlängen $B/L < 0.2$ zu entnehmen (vgl. hierzu ebenfalls Abschn. 4.2 zur Wellendämpfung in Kammersystemen). Die Ergebnisse deuten darauf hin, daß bei relativ kurzen Bauwerken die Installation zusätzlicher durchlässiger Wände zunehmend unwirtschaftlich wird.

Die Untersuchung der seewärtigen Belastungen (Lastfall "Wellental") zeigt, daß bei EKS höhere Werte als bei der einzeln stehenden undurchlässigen Wand auftreten können. Dieser Fall tritt bei langperiodischen Wellen auf, bei denen der Wasserspiegel vor der Frontwand sehr viel schneller absinkt als in der Wellenkammer, d.h. die zusätzlichen Kräfte werden an der Frontwand generiert. Bei den untersuchten MKS tritt dieser Fall nicht auf, Systeme mit großer relativer Kammerlänge bewirken eine Reduzierung der seewärtigen Belastungen auf etwa 10% der einzeln stehenden undurchlässigen Wand.

7 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit werden die hydraulischen Prozesse an senkrechten Schutzbauwerken mit durchlässiger Front und deren Belastungen unter Seegangseinfluß untersucht. Bauwerke mit durchlässiger Front bieten eine starke Verbesserung der Reflexionseigenschaften, die nicht nur das Wellenfeld vor der Struktur günstig beeinflussen, sondern auch die Bauwerksstabilität erhöhen. Hierzu wurden neue Erkenntnisse aus durchgeführten großmaßstäblichen Versuchen (GWK) abgeleitet und damit verbesserte Grundlagen für deren sichere und wirtschaftliche Bemessung erarbeitet. Neben einzeln stehenden Wänden unterschiedlicher Porosität ($\epsilon = 0 - 40.5\%$) wurden Bauwerke mit undurchlässiger Rückwand (d.h. sogenannte Jarlan-Wellenbrecher mit einfacher Wellenkammer und Mehrkammersysteme) untersucht, die in der Praxis zunehmend zum Schutz von Hafenanlagen (etc.) in Küstenregionen mit hohem Energieeintrag eingesetzt werden.

7.1 Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse

7.1.1 Hydraulische Wirksamkeit und Seegangsbelastung durchlässiger Einzelwände

Die Reflexionseigenschaften durchlässiger Strukturen beruhen wesentlich auf der Wechselwirkung der Wellen mit den Bauwerksöffnungen. Ist deren Fließwiderstand hoch, steigt die Reflexion von Wellenenergie an und die Transmission nimmt ab. Der Fließwiderstand wird stark durch die vorliegenden instationären Geschwindigkeiten in den Öffnungen und damit durch den Druckgradienten an der Struktur bestimmt, der signifikant von Höhe der einlaufenden Wellen (Orbitalgeschwindigkeiten) abhängig ist.

Die Wasserspiegelauslenkungen an durchlässigen Einzelwänden lassen sich unter Berücksichtigung der Wellenasymmetrie auf Basis des Nichtlinearitäts-Parameters (Goda, 1983) sehr genau berechnen. Die entwickelten Gleichungen beschreiben die Extremwerte der Wasserspiegelauslenkungen vor und hinter der Einzelwand. Der Phasenversatz beim Durchlaufen der Wand ist bei den vorliegenden relativen Waddicken t_b/L vernachlässigbar, somit kann auch die Wasserspiegeldifferenz direkt aus den angegebenen Gleichungen ermittelt werden.

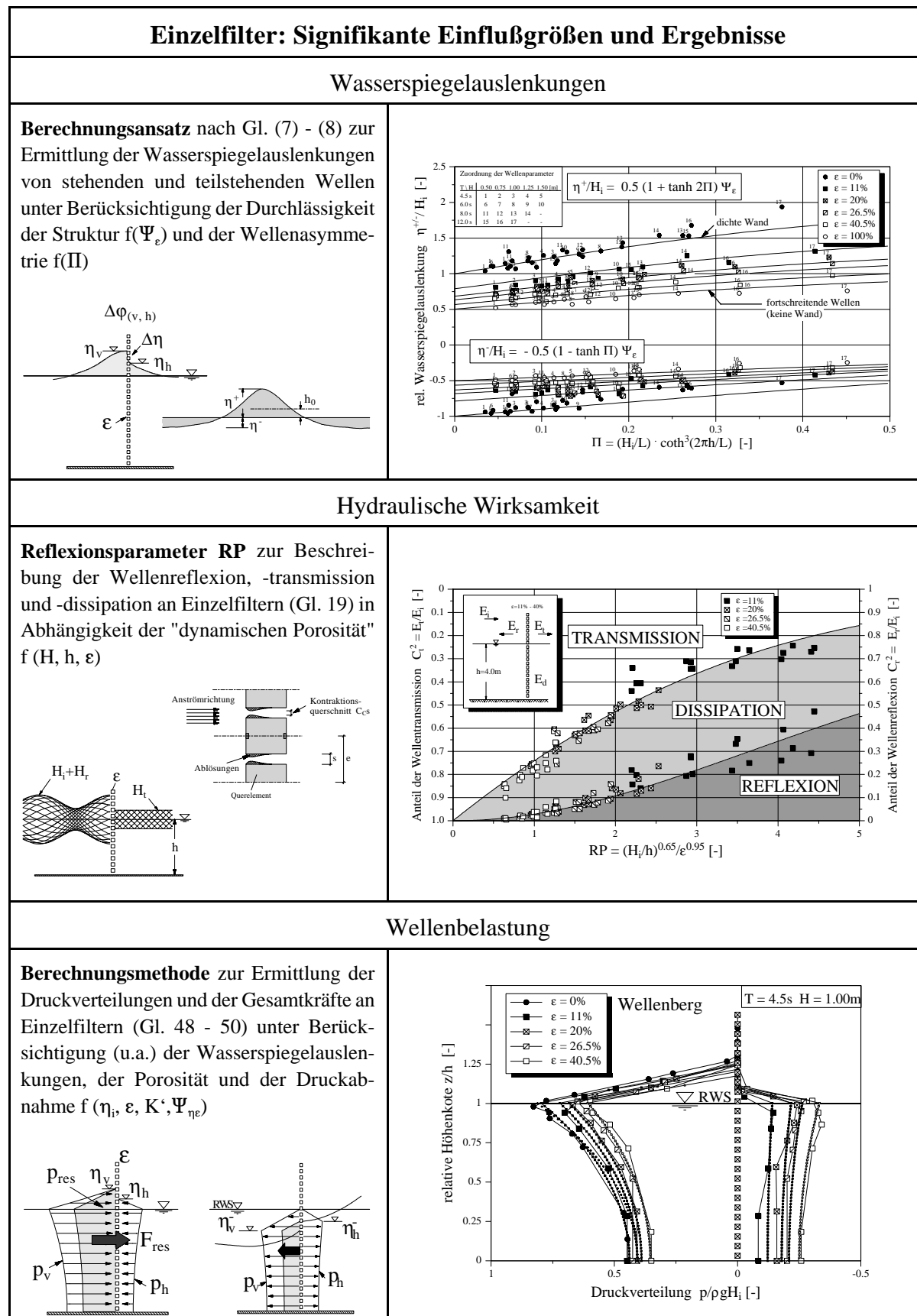
Eine Ableitung des Reflexionskoeffizienten aus den Extremwerten der Wasserspiegelauslenkung direkt an der Struktur (vergleichbar mit der *Healy* - Methode) ist offenbar nicht möglich, da die Wellenreflexion und -transmission aus dem über die Wellenperiode

variierenden Fließwiderstandes resultiert.

Die hydraulische Wirksamkeit von Einzelfiltern kann hingegen in einer integralen Betrachtung durch den aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten Reflexionsparameter (RP) charakterisiert werden, der den Einfluß der Strukturporosität, der Wellenhöhe und der Wassertiefe berücksichtigt und als "dynamische Porosität" bezeichnet werden kann. Der Parameter erlaubt die funktionelle Planung einer durchlässigen Schutzwand, z.B. vor einem Yachthafen, unter Berücksichtigung der gestellten Anforderungen hinsichtlich der Reflexions- und Transmissionseigenschaften. Die maximale Energiedissipation ist dabei an eine optimale "dynamische Porosität" gebunden, zu große bzw. zu geringe RP-Werte verringern den Dissipationsanteil und bewirken einen entsprechenden Anstieg der Transmission bzw. der seewärtigen Reflexion der einlaufenden Wellen.

Die maximalen Wellenkräfte in landwärtiger und seewärtiger Richtung unter Berücksichtigung der Verteilung des dynamischen Druckes über die Bauwerkshöhe können hingegen sehr gut auf der Grundlage der maximalen und minimalen Wasserspiegelfluktuationen an der Einzelwand beschrieben werden. Hinter der Struktur erfolgt eine starke Vergleichmäßigung der Energieverteilung durch den höheren Fließwiderstand der Bauwerksöffnungen nahe des Ruhewasserspiegels, welches im Druck-Abnahmeparameter K (bzw. K') berücksichtigt werden muß. Die Formulierung der Gleichungen zur Ermittlung der Druckverteilungen an durchlässigen Einzelwänden (Gl. 48 - 50, Abschn. 6.1) erfolgt auf Basis eines linearen Ansatzes von *Horikawa* (1978) für dichte vertikale Bauwerke, der durch eine analytische Erweiterung den Einfluß der Wellenhöhe einbezieht. In der vorgestellten Methode wird anstelle der Wellenhöhe die Wasserspiegelauslenkung an der Struktur herangezogen, um die Asymmetrie der Wellen zu berücksichtigen. Die Berechnung der resultierenden Belastung kann direkt aus den angegebenen Gleichungen erfolgen, der Phasenversatz der Druckmaxima ist - ähnlich der Wasserspiegelauslenkungen - unbedeutend.

Die Schlüssel-Ergebnisse der Untersuchungen zur hydraulischen Wirksamkeit und der Seegangbelastungen von Einzelfiltern sind in Tab. 9 zusammengestellt.

Tab. 9: Durchlässige Einzelfilter: Schlüsselergebnisse

7.1.2 Hydraulische Wirksamkeit und Seegangsbelastung von Kammersystemen

Bezüglich der Untersuchung der Bauwerke mit Wellenkammer lag der Schwerpunkt dieser Arbeit auf der Diskussion und Überprüfung von Konzepten zur funktionellen Wirkungsweise derartiger Strukturen. Bauwerke mit Wellenkammer ermöglichen unter gleichzeitigem Ausschluß jeglicher Wellentransmission eine wesentliche Verbesserung der Reflexionseigenschaften im Vergleich zu Einzelfiltern. Neben der stärkeren Energiedissipation durch sehr große horizontale Orbitalgeschwindigkeiten in der Nähe des Schwingungsknotens, spielt die destruktive Interferenz der Teilreflexionen (d.h. Auslöschung der Amplituden phasenverschobener Wellen) an den mehreren Reflexionsebenen der Kammersysteme eine fundamentale Rolle bei der Wellendämpfung. Die hydraulische Wirksamkeit und die Belastung von Kammersystemen wird daher - neben der Wandporosität - signifikant von der relativen Kammerlänge B/L bestimmt.

Die Wellenreflexion eines Kammersystems ist sowohl von der Dissipation in der Wellenkammer als auch der Reflexion an der seewärtigen Filterwand abhängig. Je nach Dissipationsvermögen der Kammersysteme ergeben sich folgende Anforderungen für die optimalen hydraulischen Eigenschaften der Frontwand:

- *Einkammersysteme:* Der in die Wellenkammer transmittierte Anteil der Energie wird an der Rückwand nahezu vollständig reflektiert und zu einem großen Teil aus der Kammer seewärts zurück transmittiert. Bei sehr durchlässiger Frontwand bildet die Reflexion an der undurchlässigen Rückwand den maßgeblichen Anteil der Gesamtreflexion des Bauwerks. Daher muß in einem Einkammersystem der Fließwiderstand an der Frontwand stark genug sein um die Energiedissipation beim Einströmen in die Kammer zu erhöhen. Zusätzlich werden hierdurch die Amplituden der Teilreflexionen von Front- und Rückwand angeglichen, wodurch der Überlagerungseffekt verstärkt wird.
- *Mehrkammersysteme:* Der in das Kammersystem transmittierte Anteil der Seegangsenergie wird dort weitestgehend dissipiert, somit trägt die Erstreflexion an der seewärtigen Filterwand maßgeblich zur Gesamtreflexion des Kammersystems bei. Die Frontwand eines Mehrkammersystems sollte daher möglichst durchlässig gestaltet werden, so daß an der Frontwand lediglich höhere Wellen gedämpft werden, die andernfalls an den nachfolgenden, dichteren Wänden des Systems stark reflektieren.

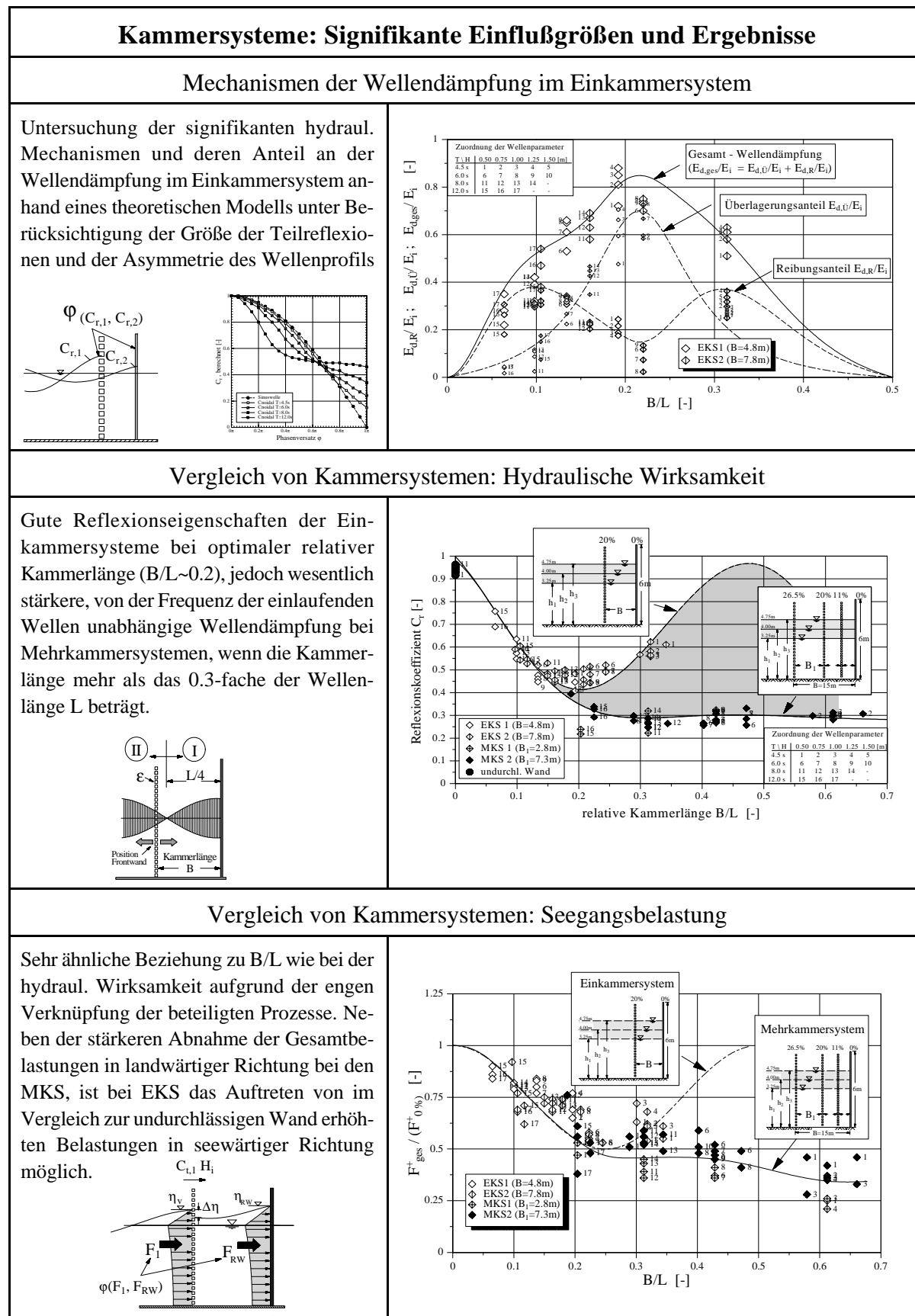
Der Fließwiderstand an der seewärtigen Wand eines Einkammersystems variiert mit der Wellenphase und ist zudem von der relativen Kammerlänge B/L , der Frontwandporosität und den Orbitalgeschwindigkeiten unter der Welle abhängig. Der Überlagerungseffekt zweier Teilreflexionen ist signifikant vom Verhältnis der Amplituden und von der Wel-

lenasymmetrie geprägt. Ein geringer Phasenversatz führt bei Flachwasserwellen mit ausgeprägter Nichtlinearität zu einer weitaus stärkeren Reduzierung der reflektierten Wellen als bei linearen (Tiefwasser-) Wellen, wohingegen bei Vorliegen eines optimalen Phasenversatzes - der für lineare Wellen zur Totalauslöschung der Amplituden führt - die Dämpfung von Flachwasserwellen aufgrund der ungleichen Ausprägung von Wellenberg und Wellental begrenzt ist. Stark ungleich hohe Amplituden der Teilreflexionen führen hingegen unabhängig von deren Phasenbeziehung zu einem verminderten Einfluß der Wellenüberlagerung an der Dämpfung von Seegangsenergie.

Hinsichtlich der hydraulischen Wirksamkeit von Einkammersystemen muß davon ausgegangen werden, daß sowohl die Energiedissipation als auch die destruktive Interferenz von Teilreflexionen wesentlich an der Wellendämpfung beteiligt sind. Im Bereich der optimalen Kammerlänge (rd. $B/L = 0.20$, wo bei Wahl einer zweckmäßigen Frontwandporosität auch die Amplituden der Teilreflexionen von Front- und Rückwand in ähnlicher Größenordnung vorliegen) ist offensichtlich der Überlagerungsanteil der Wellendämpfung signifikant. Bei kleineren Kammerlängen (etwa $B/L = 0.10$), wo die maximale Wasserspiegeldifferenz an der Frontwand auftritt, ist hingegen der Anteil der Energiedissipation durch Ablösungen, Lufteintrag und Fluidreibung maßgebend. Bei relativ großen Kammerlängen ($B/L > 0.25$) kommt es zusätzlich zur Generierung von Kammer-Eigenschwingungen, die eine Abnahme der Wasserspiegelfluktuationsen in der Wellenkammer bewirken.

Mehrkammersysteme bewirken über eine große Bandbreite von Wellenfrequenzen ein erheblich höheres Maß an Energiedissipation als durch Einkammersysteme erreichbar und reduzieren den Anteil reflektierter Energie auf lediglich 10% der einlaufenden Energie, wenn die Gesamtlänge aller Wellenkammern $B > 0.3L$ beträgt. Bei ausreichender Länge werden die Reflexionseigenschaften der MKS offenbar wesentlich von der reflektierenden Wirkung der seewärtigen Filterwand bestimmt. Mehrkammersysteme mit sehr kurzem Abstand zwischen der ersten und der zweiten Filterwand (z.B. MKS1) wirken hydraulisch dichter und ergeben somit bei ansteigender Wellenhöhe eine stärkere Zunahme der Reflexion als Mehrkammersysteme mit einer breiteren ersten Wellenkammer (z.B. MKS2).

Aufgrund der engen Verknüpfung der Reflexionseigenschaften, der Wasserspiegelauslenkungen und der dynamischen Wellenkräfte sind ähnliche Beziehungen bezüglich der Seegangsbelastungen bei den untersuchten Kammersystemen feststellbar (vgl. Tab. 10). Hierbei ist hervorzuheben, daß bei Einkammersystemen die seewärts gerichteten Gesamtbelastungen die einer undurchlässigen Wand überschreiten können. Bei den untersuchten Mehrkammersystemen wurde dies nicht beobachtet. Eine Übersicht der wesentlichen Ergebnisse aus den Untersuchungen an Kammersystemen ist in Tab. 10 gegeben.

Tab. 10: Systeme mit Wellenkammer: Schlüsselergebnisse

7.2 Ausblick und Notwendigkeit weiterer Untersuchungen

Die Wasserspiegelauslenkungen an durchlässigen vertikalen Einzelwänden, sowie die hydraulische Wirksamkeit und Wellenbelastung derartiger Strukturen infolge nichtbrechender Wellen können mit den angegebenen Gleichungen mit hoher Genauigkeit ermittelt werden. Für das Reflexionsverhalten von Einkammersystemen wurden wesentliche beteiligte Mechanismen erarbeitet, die für das Verständnis der hydraulischen Prozesse und damit für zukünftige Untersuchungen mit dem Ziel der funktionellen Planung dieser Schutzbauwerke erforderlich sind. In den Analysen hat sich deutlich gezeigt, daß der spezifische Fließwiderstand von Einzelfiltern nicht auf Kammersysteme übertragbar ist, da die Wellenkinematik der Überlagerung zweier stehender Wellenfelder nicht mit der Situation am Einzelfilter vergleichbar ist. Um die Effizienz und Bauwerksstabilität auch von Einkammersystemen quantifizieren zu können, sind daher weitere systematische Untersuchungen im hydraulischen Modell notwendig, die insbesondere die Beschreibung des Fließwiderstandes der Frontwand von EKS unter variablen Seegang- und Strukturrandbedingungen (Porosität ϵ , relative Kammerlänge B/L) zum Ziel haben (vgl. Tab. 11).

Tab. 11: Schwerpunkte zukünftiger Forschungsarbeiten

Einflußgröße	Auswirkungen
Porosität der Frontwand	<p>Fließwiderstand, d.h. Beeinflussung der</p> <ul style="list-style-type: none"> • Erstreflexion ($C_{r,1}$), • Aufteilung der Amplituden der Teilreflexionen und deren Phasenbeziehung • Dissipation im Kammersystem <p>Zusätzlich: Überprüfung des Wanddickeneinflusses auf den Fließwiderstand</p>
Berme	<ul style="list-style-type: none"> • Zusätzlicher Reflexionsanteil am Bermenkopf, • Veränderung der Phasenbeziehungen und Amplituden der Teilreflexionen • höhere Impedanz der Frontwand infolge des Anstiegs der horizontalen Strömungsgeschwindigkeiten über der Berme • Einfluß brechender Wellen, d.h. zusätzliche Energiedissipation, veränderte Impedanz der Frontwand, etc., sowie Maximalbelastungen der Struktur

In diesem Zusammenhang ist auch der Einfluß einer Berme auf die hydraulischen Prozesse (Überlagerung von Teilreflexionen und Fließwiderstand der Frontwand) von wesentlicher Bedeutung. Die Untersuchung des Bermeneinflusses ermöglicht zudem die notwendige Erweiterung der Belastungsansätze auf brechende Wellen (siehe Tab. 11).

Für Mehrkammersysteme, die trotz des baulichen Mehraufwandes für hohe Schutzanforderungen sehr zweckmäßige Lösungen mit erheblich verbesserten Eigenschaften zur Verfügung stellen, sind detaillierte Untersuchungen notwendig, um die Gestaltung dieser Strukturen funktionell und ökonomisch zu optimieren. Den wichtigsten Aspekt in dieser Hinsicht stellt die Festlegung der minimal erforderlichen Wandanzahl dar, die eine signifikante Verbesserung der Bauwerkseigenschaften gegenüber den Einkammersystemen bewirkt. Ein wichtiges Ergebnis hierzu kann bereits aus den vorliegenden Untersuchungen abgeleitet werden. Der stark ähnliche Verlauf der Gesamtbelastungen von EKS und MKS für Kammerlängen $B/L < 0.2$ (vgl. hierzu ebenfalls Abschn. 4.2 zur Wellendämpfung in Kammersystemen) deutet darauf hin, daß bei relativ kurzen Bauwerken die Installation zusätzlicher durchlässiger Wände zunehmend unwirtschaftlich wird.

Neben der erwähnten Formulierung von Ansätzen zur Beschreibung der hydraulischen Wirksamkeit und der Wellenbelastung als Grundlage für eine sichere und effiziente funktionelle und konstruktive Planung muß dringend das Energiekonzept, d.h. die Aufteilung und Überlagerung von Energieanteilen an einem durchlässigen Bauwerk überprüft werden, um die Unvereinbarkeit von Überlagerungsmodellen mit der quadratischen Energiebetrachtung zu überwinden. Dies würde unter Umständen die Möglichkeit eröffnen, die Energiedissipation zumindest kumulativ sicherer zu beschreiben, da die Mechanismen im Einzelnen (Reibung, Ablösungen, Turbulenz, Lufteintrag) bisher nicht quantifiziert werden können.

8 Schrifttum

- Battjes, J.A. (1974) Surf similarity. Proceedings International Conference on Coastal Engineering, vol. 1, ASCE, pp. 466-477
- Boivin, R. (1963) Comments on vertical breakwaters with low coefficients of reflection. The Engineering Journal, vol.28, pp. 42-48
- Boivin, R. (1964) Comments on vertical breakwaters with low coefficients of reflection. Dock and Harbour Authority, vol. 45, no.524, pp. 56-61
- Canel, M. (1993) Dissipative monolithic breakwaters. A review of some existing structures. Proceedings 1st Project Workshop, MAST2/ MCS-Project, Grenoble, 27p.
- Canel, M. (1994) Dissipative monolithic breakwaters-some aspects of hydrodynamics. Final Proceedings MCS-Project Vertical Coastal Structures, 34 p.
- Chegini, V.; Wilkinson, D. (1995) Theoretical analysis of upright perforated wave absorbers. Proceedings International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC), Rio de Janeiro, Brazil, pp. 2354-2365
- Colmard, C.; B  lorgey, M.; Roger, P. (1997) Resonance phenomenon developed by breakwater or breakwater fixed on piles. Proceedings International Off-shore and Polar Engineering Conference (ISOPE), Honolulu, USA, Vol.3, pp. 798-803
- Côté, J.G.; Simard, G.R. (1963) Le quai brise-lames de baie comeau. The engineering journal, vol.46, no.5, pp.37-42
- Cox, R.J.; Horton, P.R.; Bettington, S.H. (1998) Double walled, low reflection wave barriers for small harbours. Proceedings International Conference on Coastal Engineering, ASCE, Kopenhagen, pp. 2221-2234
- Chwang, A.T.; Chan, A.T. (1998) Interaction between porous media and wave motion. Annual Review of Fluid Mechanics, vol.30, pp. 53-84
- Dean, W.R. (1945) On the reflexion of surface waves by a submerged plane barrier. Proceedings of the Cambridge Philosophical Society, vol.41, no.3, pp.231-238
- Fallon, A.R. (1972) Discontinous composite wave absorber studies. Proceedings International Conference on Coastal Engineering, ASCE, pp.1903-1916
- Franco, L.; De Girolamo, P.; Noli, A. (1997) Wave pressure measurements at Porto Torres caisson breakwater. 7th ISOPE-International Offshore and Polar Engineering Conference, Hawaii, 19 p.
- Fugazza, M.; Natale, L. (1992) Hydraulic design of perforated breakwaters. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, vol.118, no.1, pp. 1-14
- Gao, X.; Inouchi, K. (1998) The characteristics of scouring and depositing in front of vertical breakwaters by broken clapotis. Coastal Engineering Journal, vol.40, no.1, JSCE, pp.99-113
- Goda, Y.; Ippen A.T. (1963) Theoretical and experimental investigation of wave energy dissipators composed of wire mesh screens. Report, Hydrodynamics Laboratory, Department of Civil Engineering, vol.60, pp.1-66
- Goda, Y. (1967) The fourth order approximation to the pressure of standing waves. Coastal Engineering in Japan, vol.10, pp. 1-11
- Goda, Y.; Abe, Y. (1968) Apparent coefficient of partial reflection of finite amplitude waves Report. Port and Harbour Research Institute (PHRI), vol. 7, no. 3, pp. 3-56

- Goda, Y. (1974) New wave pressure formulae for composite breakwaters. Proceedings International Conference on Coastal Engineering, vol. 3, ASCE, pp. 1702-1720
- Goda, Y. (1985) Random Seas and Design of Maritime Structures. pp.114-117
- Goda, Y. (1983) A unified nonlinearity parameter of water waves. Report of the Port and Harbour Research Institute, vol. 22, no. 3, pp. 3-30
- Grüne, J.; Kohlhase, S. (1975) Wellentransmission an Schlitzwänden. Die Küste, Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee, vol.27, pp. 74-82
- Guiney, D. C.; Noye, B. J.; Tuck, E. O. (1972) Transmission of water waves through small apertures. Journal of Fluid Mechanics, vol.55, no.1, pp. 149-161
- Hagiwara, K. (1984) Analysis of upright structure for wave dissipation using integral equation. Coastal Engineering, pp. 2810-2828
- Hagiwara, K.; Sawaragi, T. (1991) Wave dissipation capacity of multi-slotted-walls breakwater. Proceedings International Offshore and Polar Engineering Conference (ISOPE), pp.104-111
- Hamill, P.A.; Mathews S.T.; MacPhail D.C. (1963) Experimental development of a perforated wave absorber of simple construction and minimum length. Report of Division of mechanical engineering, National Research Laboratories, Ottawa, Canada, pp.1-32
- Hartmann (1969) Das Stabgitter in instationärer Strömungsbewegung. Mitt. des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft TU Berlin, Heft 69
- Hayashi, T.; Hattori, M.; Kano, T.; Shirai, M. (1966) Hydraulic Research on the closely spaced pile breakwater. Proceedings International Conference on Coastal Engineering, ASCE, no.50, pp.873-884
- Hattori, M. (1972) Transmission of water waves through perforated wall. Proceedings Conference on Coastal Engineering in Japan, vol. 15, pp. 69-79, JSCE
- Horiguchi, T. (1976) Wave dissipation and forces on a perforated caisson breakwater. Memoirs of Faculty of Tech., no. 26, Tokio Metropolitan University, Tokio, Japan, pp. 2445-2454
- Horiguchi, T. (1979) The successive approximation analysis of wave motion acting on perforated walls. Mechanics of wave-induction forces on cylinders, pp.728-738
- Horikawa (1978) Coastal Engineering. University of Tokyo Press, Tokyo, pp. 108-135
- Hou, H.S.; Chiou, Y.D.; Chien, C.H. (1994) Experimental study and theoretical comparison of irregular wave pressures on deepwater breakwaters. Proceedings International Conference on Hydro-Technical Engineering for Port and Harbor Construction (Hydro-Port), pp.473-486
- Issacson, M.; Yang, G. (1998) Wave interactions with vertical slotted barrier. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, pp.118-126
- Jamieson, W.W.; Mansard E.P.D. (1987) An efficient upright wave absorber. Proceedings ASCE Speciality Conference on Coastal Hydrodynamics, University of Delaware, Newark, pp.1-16
- Jamieson, W.W.; Mogridge G.R.; Brabrook M.G. (1989) Side absorbers for laboratory wave tanks. Proceedings, Congress of the International Association Hydraulic Research (IAHR), Ottawa, Canada, pp.1-8
- Jarlan, G.E. (1961) A perforated vertical wall breakwater. The Dock & Harbour Authority, pp. 394-398
- Jarlan, G.E. (1962) Un nouveau type de jetée verticale. Travaux, pp.477-481
- Jarlan, G.E. (1965) The application of acoustic theory to the reflective properties of coastal engineering structures. DME/NAE Quaterly Bulletin, NRC Canada, no.16(1), pp.1-40

- Jianyi, W. (1992) Experimental study of perforated caisson breakwater. *China Ocean Engineering*, vol.6, no.1, pp.65-78
- Kakuno, S. (1983) Reflection and transmission of waves through vertical slit-type structures. *Proceedings Coastal Structures. Specialty Conference on the Design, Constr., Maintenance and Performance of Coastal Structures*, CERC, pp. 939-952
- Kakuno, S.; Oda, K.; Liu, P.L.-F. (1992) Scattering of water waves by vertical cylinders with a backwall. *Proceedings International Conference Coastal Engineering*, ASCE, New York, pp. 1258-1271
- Kakuno, S.; Liu, P.L.-F. (1993) Scattering of water waves by vertical cylinders. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, vol.119, no.3, ASCE, New York, pp. 302-322
- Kakuno, S.; Nakata, Y.; Liu, P.L.-F. (1996) Wave forces on an array of vertical cylinders. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, vol.122, no.3, ASCE, New York, pp. 147-149
- Kondo, H.; Toma S. (1972) Reflection and transmission for a porous structure. *Proceedings International Conference Coastal Engineering*, ASCE, pp.1847-1866
- Kondo, H. (1979) Analysis of breakwaters having two porous walls. *Proceedings Coastal Structures. Specialty Conference on the Design, Constr., Maintenance and Performance of Coastal Structures*, pp.962-976
- Kriebel, D.L. (1992) Vertical wave barriers: wave transmission and wave forces. *Proceedings International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, vol.23, pp.1313-1326
- Kühnlein, W.L. (1997) Seegangsversuchstechnik mit transientser Systemanregung. Dissertation am Institut für Schiffs- und Meerestechnik TU Berlin, p. 69
- Kuhlmann, G. (1998) Analyse und Optimierung vertikaler Wellenabsorber. Dissertation am Institut für Schiffs- und Meerestechnik, TU Berlin
- Lee, D.S.; Park, W.S.; Suh, K.D.; Oh, Y.M. (1994) Hydraulic experiments for basic design of offshore breakwaters for protecting artificial island. *Proceedings International Conference on Hydro-Technical Engineering for Port and Harbor Construction (Hydro-Port)*, pp.563-580
- Le Méhauté, B. (1972) Progressive wave absorber. *Journal of Hydraulic Research*, vol.10, no.2, pp.153-169
- Macaskill, C. (1979) Reflexion of water waves by a permeable barrier. *Journal of Fluid Mechanics*. Vol.95, no.1, pp.141-157
- Madsen, P.A. (1983) Wave reflection from a vertical permeable wave absorber. *Coastal Engineering*, vol.7, pp.381-396
- Mani, J.S.; Jayakumar S. (1995) Wave transmission by suspended pipe breakwater. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, vol.121, no.6, ASCE, New York, pp.335-338
- McBride, M.W.; Smallman, J.V.; Allsop, N.W.H. (1994) Design of harbour entrance: Breakwater design and vessel safety. *Proceedings International Conference on HydroTechnical Engineering for Port and Harbor Construction (Hydro-Port)*. pp.525-541
- McConnell, K.J.; Ethelston, D.M.; Allsop, N.W.H. (1998) Low reflection walls for harbours: development of new structures and application in Hong Kong. *International Conference on Coastlines, Structures and Breakwaters 98*, pp.12

- Mei, C.C.; Liu, P.L.-F.; Ippen, A.T. (1974) Quadratic loss and scattering of long waves. *Journal of Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*, vol.100, ASCE, pp. 217-239
- Mei, C.C. (1983) *The applied dynamics of ocean surface waves*. Advanced Series on Ocean Engineering, vol. 1
- Miche, R. (1944) Mouvements ondulatoires de la mer en profondeur croissante ou décroissante. *Annales des Ponts et Chaussées*
- Mutoh, A.; Fujisaki H.; Geshi H.; Mori S. (1994) Development of wave-dissipating blockem-bedded double-box caisson for breakwaters. *Proceedings of the International Conference on Hydro-Technical Engineering for Port and Harbour Construction*, vol.1, Port and Harbour Research Institute Yokosuka, Japan, pp.707-720
- Nagai, S. (1966) Researches on steel-pipe breakwater. *Coastal Engineering Journal*, pp.850-872
- Nagai, S. (1976) Perforated vertical wall breakwater. *Dock and Harbour Authority*, vol. 57, no. 671, pp. 194-198
- Nagai, S.; Kakuno, S. (1976) Slit-type breakwater; Box-type wave absorber. *Dock and Harbour Authority*, pp. 2697-2716
- Nagai, S.; Kakuno S. (1978) Wave pressures on slit-type breakwaters. *Proceedings International Conference Coastal Engineering*, ASCE, pp. 2360-2377
- Ojima, R.; Owaki, T.; Yamagata, N.; Komoto, Y. (1994) Field sliding test of double cylinder caisson breakwater. *Proceedings International Conference on HydroTechnical Engineering for Port and Harbor Construction (Hydro-Port)*, pp.691-706
- Onishi, H.; Nagai, S. (1979) Breakwaters and sea-walls with a slitted box-type wave absorbers. *Proceedings Conference on Coastal Structures and Breakwaters*, ICE, pp.9-47
- Rao, S.; Sathyanarayana, V.S. (1999) Laboratory investigation on wave transmission through two rows of perforated hollow piles. *Ocean Engineering*, vol.26, pp. 675-699
- Rousset, J.-M.; Bélorgey, M. (1998) Analyse des variations de pressions générées par la houle sur la digue Jarlan du port de Dieppe. *Vèmes Journées du Génie Côtier Génie Civil*, Toulon, 8 p.
- Richey, E.P.; Sollitt, C.K. (1970) Wave attenuation by a porous walled breakwater. *Proceedings Civil Engineering in the Oceans*, ASCE Conference, vol.2, pp.903-928
- Richey, E.P.; Sollitt, C.K. (1970) Wave attenuation by porous walled breakwater. *Journal of Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*, vol.96, no.WW3, ASCE, pp.643-663
- Rundgren, L. (1958) Water wave forces - a theoretical and laboratory study. *Kungliga Tekniska Högskolans handlingar*, no. 122, 123 pp., Stockholm, Sweden
- Sainflou, M. (1928) Essai sur les digues maritimes verticales. *Annales des Ponts et Chaussées*, vol. 4, pp. 5-48
- Sasajima, H.; Koizuka, T.; Sasayama, H.; Niidome, Y.; Fujimoto, T. (1994) Field demonstration test on a semi-circular breakwater. *Proceedings International Conference on Hydro-Technical Engineering for Port and Harbor Construction (Hydro-Port)*, pp.593-615
- Sawaragi, T.; Iwata, K. (1973) Some considerations on hydraulic characteristics of perforated breakwater quay. *Transactions Japanese Society of Civil Engineers (JSCE)*, vol.5, pp. 102-103
- Sawaragi, T.; Iwata, K. (1975) Wave dissipating effect of horizontal slit breakwater and some considerations of its field construction. *Transactions Japanese Society of Civil Engineers (JSCE)*, vol.7, pp.88-89

- Sawaragi, T.; Iwata, K.; Pena, J.-C. (1976) Transmission et réflexion de la houle par une digue formée de planches verticales. *La houille blanche*, no.8, pp.625-637
- Sawaragi, T.; Iwata, K.; Fujiakawa, Y. (1977) A study on the wave absorbing effect of a vertical permeable breakwater quay for irregular waves. *Transactions Japanese Society of Civil Engineers (JSCE)*, vol.9, pp.147-149
- Sawaragi, T.; Iwata, K. (1977) On the wave attenuation of a double permeable wall breakwater. *Transactions Japanese Society of Civil Engineers (JSCE)*, no.262, pp.41-53
- Sawaragi, T.; Iwata, K. (1978) Wave attenuation of a vertical breakwater with two air chambers. *Proceedings Conference on Coastal Engineering in Japan*, vol.21, JSCE, pp.63-74
- Sawaragi, T.; Iwata, K. (1979) Irregular wave attenuation due to a vertical breakwater with air chamber. *Coastal structures*, vol.1, pp.29-47
- Sawaragi, T. (1995) Coastal engineering - waves, beaches, wave-structure interaction. *Developments in Geotechnical Engineering*, Vol.78, Elsevier, pp.244-249
- SPM (1984) Shore protection manual, vol. 1, 800 pp., U.S. Army Coastal Engineering Research Center. Vicksburg, Mississippi, USA
- Sobey, R.J. (1997) Linear and nonlinear wave theory. Advanced short course at Leichtweiß-Institut
- Sollitt, C.K.; Cross, R.H. (1972) Wave transmission through permeable breakwaters. *Proceedings International Conference Coastal Engineering*, ASCE, pp.1827-1846
- Stevensen, C.A. (1964) Perforated concrete crib breakwater. Theory, design and construction. *The Consulting Engineer*, vol.25, no.4
- Suh, D.K.; Park, W.S. (1995) Wave reflection from perforated-wall caisson breakwaters. *Coastal Engineering*, vol.26, no.3-4, Elsevier Science Publ. B.V., pp.177-193
- Suh, K.D.; Park, W.S.; Yum, K.D. (1995) Effect of mound and wave incident angle on wave reflection from perforated breakwater. *Proceedings International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC)*, pp.2311-2323
- Tabet-Aoul, E. H.; Bêlorgey, M. (1998) Etude de la circulation à l'intérieur du caisson Jarlan
- Tabet-Aoul, E.H. (1999) Etude du fonctionnement hydraulique des digues à paroi perforée. Rapport de Thèse, Université Le Havre, 199 p.
- Takahashi, S.; Shimosako, K. (1994) Wave pressure on a perforated wall caisson. *Proceedings International Conference on Hydro-Technical Engineering for Port and Harbor Construction (Hydro-Port)*, Yokosuka, Japan, pp. 747-764
- Takahashi, S.; Tanimoto, K.; Shimosako, K. (1994) A proposal of impulsive pressure coefficient for the design of composite breakwater. *Proceedings International Conference on Hydro-Technical Engineering for Port and Harbor Construction, (Hydro-Port)* pp.489-504
- Takahashi, S. (1996) Design of vertical breakwaters, *Coastal structures ICCE 96 Short Course*, 85 p.
- Tanimoto, K.; Yoshimoto, Y. (1982) Theoretical and experimental study of reflection coefficient for wave dissipating caisson with a permeable front wall, Report. Port and Harbour Research Institute (PHRI), vol.21, no.3, pp. 44-77, (in japanese)
- Terrett, F.L.; Osorio, J.D.C.; Lean, G.H. (1968) Model studies of a perforated breakwater. *Coastal Engineering*, pp.1104-1121
- Truitt, C.L.; Herbich, J.B.; Asce, M. (1986) Transmission of random waves through pile breakwaters. *Coastal Engineering*, pp. 2303-2313

- Tuck, E. O. (1971) Transmission of water waves through small apertures. *Journal of Fluid Mechanics*, vol.49, part 1, pp.65-74
- Tuck, E. O. (1975) Matching problems involving flow through small holes. vol.15, pp.89-158
- Twu, S.W.; Lin, D.T. (1991) On a highly effective wave absorber. *Coastal Engineering*, vol.15, pp.389-405
- Twu, S.W.; Liu, C.C. (1992) An improved arrangement for the progressive wave absorber. *Coastal Engineering*, pp. 726-736
- Wiegel, R.L. (1960) Transmission of waves past a rigid vertical thin barrier. *Journal of Waterways and Harbors Division*, vol.86, no.WW1, ASCE, pp.1-12

Summary

Innovative structures for coastal protection with a vertical permeable front provide a strong improvement of the reflection properties resulting in reduced wave action in front of the structure and increased structure stability. To enhance the understanding of the processes involved and to provide a better basis for a safe and economic design of such protection measures a comprehensive large scale test programme was carried out in the large wave flume, Hannover (GWK). In total, five single wall structures of different porosity and four chamber systems were investigated in approximately 900 flume tests within a research project funded by the ministry of education, research and technology (BMBF), Germany. The data basis for the work described in here is taken from about 400 tests with regular and irregular wave conditions.

Hydraulic performance and wave loads on single permeable walls

The water surface elevation at permeable walls can be calculated under consideration of the wave asymmetry based on the nonlinearity parameter introduced by Goda (1983). The developed formulae, given in chapter 4.1 describe the minimum and maximum water level elevations at both sides of the wall and are in very good agreement with the measured results. The phase shift between surface elevations at front and rear side of the wall was found to be negligible for the investigated relative wall thickness t_b/L . Hence, the water level difference at the structure can also be calculated by the given formulae.

No direct relation between reflection coefficient and the measured or calculated extreme values of surface elevations at the wall (similar to the „Healy-method“) do exist. This is due to the fact that the flow resistance of the structure is varying over the wave period. Nevertheless, using a more integral approach, the hydraulic properties can be characterized by a Reflection Parameter (RP), which considers the structure porosity, the wave height and the water depth and describes the so called „dynamic porosity“ of the structure. This parameter allows the functional design of a single perforated wall (e.g. a curtain type breakwater for the protection of a yacht harbour) with respect to the demands regarding wave reflection and transmission. The maximum amount of dissipated energy is related to an optimal RP, where smaller or larger RP-values lead to increasing wave reflection or wave transmission, respectively (chapter 5.1).

The maximum wave forces in landward and seaward direction including the distribution of dynamic pressure values over the structure height can be described on the basis of the linear Horikawa approach (1978) for impermeable vertical structures (chapter 6.1). To extend the Horikawa-method taking into account the influence of the wave asymmetry, the water surface elevation instead of the wave height has to be introduced in the equations. Furthermore, due to the higher flow resistance of the structure openings located close to the still water level, the energy distribution is more uniform over the

water depth on the leeward side of the wall. This has to be considered in the pressure response factor (K or K'). The calculation of the resulting dynamic pressure distribution can be performed directly by the given equations, the phase lag between the pressure maxima on front and rear side of the wall was found to be very small.

Hydraulic performance and wave loads: chambered breakwaters

Vertical structures with a wave chamber allow for a significant improvement of the reflection properties as compared to impermeable structures (chapter 5.2). The main objective regarding the investigation of chambered structures was the examination and discussion of concepts in terms of the functional operation of these structures. Besides the strong influence of energy dissipation due to the high horizontal velocity components under the node of the standing wave field, the effect of destructive interference of partial reflections play a fundamental role for the wave damping capacity. The effect of superposition is significantly dependent on the height of the partial reflected amplitudes and on the wave asymmetry (chapter 5.3). The optimal hydraulic properties of the front wall have to be defined in relation to the capacity of energy dissipation in the wave chambers.

At one chamber systems (OCS) with large front wall porosity, the main part of the total reflection will be contributed by the back wall. To avoid this effect, the flow resistance of the front wall has to be strong enough to increase the energy dissipation and to generate partial reflections with similar amplitudes, thus enhancing the effect of superposition. Regarding the hydraulic performance of OCS, both mechanism, energy dissipation and superposition, play a significant role. Under precondition of a properly chosen front wall porosity (so that the reflected amplitudes are of similar height) the effect of superposition is predominant in the region of the optimal chamber width (around $B/L = 0.20$), whereas for smaller chamber width ($B/L = 0.1$) the energy dissipation due to flow separation, aeration and turbulence is at its maximum and contributes the main part of wave damping. Moreover, for comparatively large wave chambers ($B/L > 0.25$), chamber eigenfrequencies are generated, which will reduce the water surface fluctuations in the wave chamber and will affect the wave reflection of the structure.

At multi chamber systems (MCS) the wave energy which is transmitted into the structure will be dissipated almost completely, thus the main part of the total reflection is contributed by the initial reflection at the seaward wall of the MCS. In this case, the seaward wall should be hydraulically permeable, so that mainly the higher waves are damped sufficiently, which would otherwise be strongly reflected at the subsequent walls with lower porosity. MCS induce much higher energy dissipation over a large range of frequencies of the incoming waves and are capable to reduce the reflected energy to 10%, if the overall length of the structure extends one third of the wave length.

Due to the strong interrelations between reflection properties, water level elevations and dynamic forces, very similar relations were found in terms of wave loads (chapter 6.2). It is to emphasize, that for OCS higher overall forces in seaward direction might occur compared to a single impermeable wall. This was not observed for the MCS investigated.

Future research

The water level elevation, the hydraulic properties and the wave loads induced by nonbreaking waves at single vertical walls can be calculated by the methods presented in this study. In terms of the reflection mechanism at OCS the main aspects have been thoroughly discussed and will provide an important basis for future investigations on the hydraulic processes and for the optimal design of such structures.

The analysis performed within this work clearly shows, that the specific flow resistance of a single permeable wall can not be adapted for a permeable front wall of a chambered structure due to the additional influence of the impermeable back wall on the wave kinematics. To quantify the functional efficiency and the structure stability of OCS further systematic investigations in a hydraulic model are necessary, to allow a description of the flow resistance at the front wall under variable wave and structure boundary conditions (porosity ϵ , relative chamber width B/L).

The influence of a berm in front of the breakwater has also to be investigated. The two major aspects are the additional partial reflection at the berm head and the increased orbital velocities above the berm, which will modify the flow resistance of the front wall. Moreover, the effect of breaking waves on the structure loads and on the hydraulic behaviour have to be evaluated.

The MCS, regardless to higher efforts necessary for the construction, provide very effective and safe solutions. Detailed investigations for an economic and functional design of MCS have to be performed in the future with the main target of defining the minimum number of permeable walls which allow a significant improvement of the structure properties as compared to OCS. One important result can be already deduced from this work: for B/L ratios smaller than $B/L = 0.2$ the reflection coefficients analyzed at OCS and MCS are almost identical, hence, for comparatively short structures additional permeable walls do not provide economic solutions.

Furthermore it is necessary to revise the energy concept (e.g. the decomposition and superposition of wave components at permeable structures) to overcome the incompatibility of quadratic approaches with the linear superposition methods. This would possibly allow to describe the integral amount of energy dissipation more accurately, because at the present state of knowledge the various mechanism of energy dissipation (friction, flow separation, turbulence, aeration, etc.) cannot be quantified.

Symbolverzeichnis

Allgemeine Parameter und Abkürzungen

ϱ	[t/m ³]	: Dichte des Wassers
g	[m/s ²]	: Erdbeschleunigung
x	[m]	: Ordinate parallel zur Laufrichtung der Wellen
z	[m]	: Ordinate über Wassertiefe
t	[s]	: Zeitpunkt
Δt	[s]	: Zeitdifferenz
min		: Index Minimalwert
max		: Index Maximalwert
1/3		: Index Mittelwert der 33% höchsten Werte einer Verteilung (signifikanter Wert)
1/10		: Index Mittelwert der 10% höchsten Werte einer Verteilung
RWS		: Ruhewasserspiegel
MWS		: Mittelwasserspiegel
EKS		: Einkammersystem
MKS		: Mehrkammersystem
σ		: absolute Standardabweichung
σ'	[-]	: relative Standardabweichung

mit

$$\sigma' = \sqrt{\frac{\sum (y/y_s - 1)^2}{n-1}} \quad \text{und} \quad \sigma = \sigma' \overline{y_s}$$

y : Bestimmungswert; y_s : Sollwert; $\overline{y_s} = \frac{\sum y}{n}$

Seegangparameter und abgeleitete Größen

h	[m]	: Wassertiefe am Bauwerksfuß
T	[s]	: Wellenperiode
T_p	[s]	: Peakperiode im Wellenspektrum
L	[m]	: lokale Wellenlänge in der Wassertiefe h
a_i	[m]	: Amplitude der Initialwelle
a_r	[m]	: Amplitude der reflektierten Welle
H_i	[m]	: Höhe der Initialwelle
H_r	[m]	: Höhe der reflektierten Welle
H_t	[m]	: Höhe der transmittierten Welle

H_{ext}	[m]	: Wellenhöhe vor der Frontwand des Kammersystems
H_{int}	[m]	: Wellenhöhe auf der Rückseite der Frontwand des Kammersystems
H_{RW}	[m]	: Wellenhöhe an der dichten Rückwand des Kammersystems
η	[m]	: Wasserspiegelauslenkung
η_{ext}	[m]	: Wasserspiegelauslenkung vor der Frontwand des Kammersystems
η_{int}	[m]	: Wasserspiegelauslenkung auf der Rückseite der Frontwand des Kammersystems
η_{RW}	[m]	: Wasserspiegelauslenkung an der dichten Rückwand des Kammersystems
$\Delta\eta$	[m]	: Wasserspiegeldifferenz
h_0	[m]	: Fiktive Anhebung des Ruhewasserspiegels
h_f	[m]	: Höhenfehler bei der Bestimmung der Wasserspiegelauslenkung am Bauwerk
u	[m/s]	: Strömungsgeschwindigkeit
u_j	[m/s]	: Jet-Geschwindigkeit
c	[m/s]	: Phasengeschwindigkeit
c_g	[m/s]	: Energiegeschwindigkeit
k	[1/m]	: Wellenzahl ($2\pi/L$)
ω	[1/s]	: Kreisfrequenz ($2\pi/T$)
ω_e	[1/s]	: Eigenfrequenz eines teiloffenen Beckens
β	[°]	: Wellenangriffswinkel
φ	[rad]	: Phasenwinkel
Π	[-]	: Nichtlinearitätsparameter nach <i>Goda</i> (1983)
K	[-]	: Druck-Abnahme Faktor

Wellenenergie

E_i	[Nm/m ²]	: Energie der Initialwelle
E_r	[Nm/m ²]	: Energie des reflektierten Seegangs
E_t	[Nm/m ²]	: Energie des transmittierten Seegangs
E_d	[Nm/m ²]	: Anteil der dissipierten Energie
C_t	[-]	: Transmissionskoeffizient
C_r	[-]	: Reflexionskoeffizient
C_d	[-]	: Dissipationskoeffizient
$E_{d,R}$	[Nm/m ²]	: Anteil der reibungsinduzierten Energiedissipation im EKS
$E_{d,\bar{U}}$	[Nm/m ²]	: Anteil der destruktiven Interferenz an der Energiedissipation im EKS
$C_{r,1}$	[-]	: initialer Reflexionskoeffizient der Frontwand im EKS
$C_{r,1}$	[-]	: initialer Transmissionskoeffizient der Frontwand im EKS (nach Volumenmethode)
$C_{r,5}$	[-]	: Gesamtreflexion (max. 5 Komponenten) aus linearem Überlagerungsmodell
α_K	[-]	: Formbeiwert zur Berücksichtigung des trochoidalen Wellenprofils bei der Überlagerung
α	[-]	: Dämpfungsterm im Kammersystem nach <i>Sawaragi et al.</i> (1976)

C_D	[-]	: Zähigkeits-Koeffizient (Morison)
C_M	[-]	: Trägheits-Koeffizient (Morison)
C_C	[-]	: Kontraktions-Koeffizient
C_F	[-]	: Reibungs-Koeffizient
ζ	[-]	: örtlicher Verlustbeiwert
RP	[-]	: dimensionsloser Reflexionsparameter

Bauwerksparameter

ε	[-]	: Porosität
s	[m]	: lichter Abstand zweier Elemente, bzw. Öffnungsweite (Lochdurchmesser)
b	[m]	: Höhe des Einzelements
e	[m]	: Achsabstand der Dämpfungselemente
t_B	[m]	: Bauwerksdicke
ε^*	[-]	: effektive Porosität
s^*	[m]	: effektiver Lochdurchmesser
l^*	[m]	: effektive Öffnungslänge (Länge der Kontraktionsstrecke)
z_s	[m]	: Lage der Bauwerksöffnung
n	[-]	: Anzahl der Filterwände im Kammersystem

Bauwerksbelastungen

κ	[-]	: Phasenverzögerung der Belastung zwischen Front- und Rückwand (EKS)
p_1	[kN/m ²]	: Maximaldruck im RWS (Wellenberg)
p_2	[kN/m ²]	: Druck am Bauwerksfuß (Wellenberg)
p_3	[kN/m ²]	: Maximaldruck (Wellental)
p_4	[kN/m ²]	: Druck am Bauwerksfuß (Wellental)
p_v	[kN/m ²]	: Druckwert vor der Wand
p_h	[kN/m ²]	: Druckwert hinter der Wand
p_{res}	[kN/m ²]	: resultierender Druck
F^+	[kN/m]	: Belastung in Wellenanlaufrichtung
F^-	[kN/m]	: Belastung in seewärtiger Richtung
F_1	[kN/m]	: resultierende Belastung der Frontwand (EKS)
F_{RW}	[kN/m]	: resultierende Belastung der Kammerrückwand (EKS)
F_{ges}	[kN/m]	: resultierende Gesamtbelastung des Kammersystems
F_0	[kN/m]	: theoretische Wellenkraft nach linearer Theorie
$F_{0\%}$	[kN/m]	: gemessene Wellenkraft an der undurchlässigen Wand (Referenzfall)
z_s	[m]	: Lastangriffshöhe

Anlagenverzeichnis

1. Positionen der Meßaufnehmer im Nahfeld der untersuchten Kammersysteme
2. Gegenüberstellung von gemessenen und berechneten Druckverteilungen an Einzelfiltern (Lastfall "Wellental")
3. Phasenbeziehung zwischen maximaler Wasserspiegeldifferenz $\Delta\eta$ und maximaler resultierender Gesamtkraft F_1 an der Frontwand
4. Belastungsansätze: Gleichungen, Definitionsskizzen und Ergebnisse der Berechnungen für die im GWK untersuchten EKS (nur b und c)
 - a) *Goda* (1985)
 - b) *Takahashi et al.* (1994, 1996)
 - c) *Tabet-Aoul* (1999)
5. Neuer "vorläufiger" Belastungsansatz für Einkammersysteme auf Basis der Gleichungen zur Ermittlung der Druckverteilungen am Einzelfilter
6. Innovative Bauwerksvarianten zur Verbesserung der Reflexionseigenschaften der Struktur (ausgewählte Beispiele)

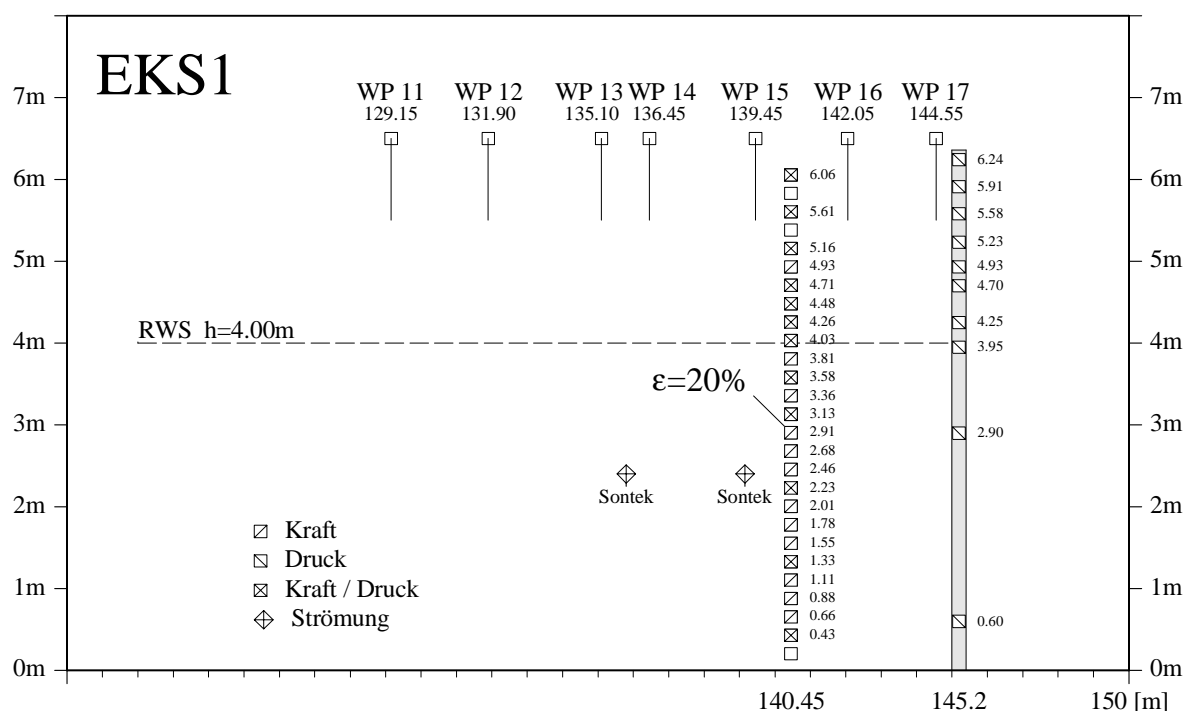


Abb. A1: Positionen der Meßaufnehmer im Nahbereich des Einkammersystems 1

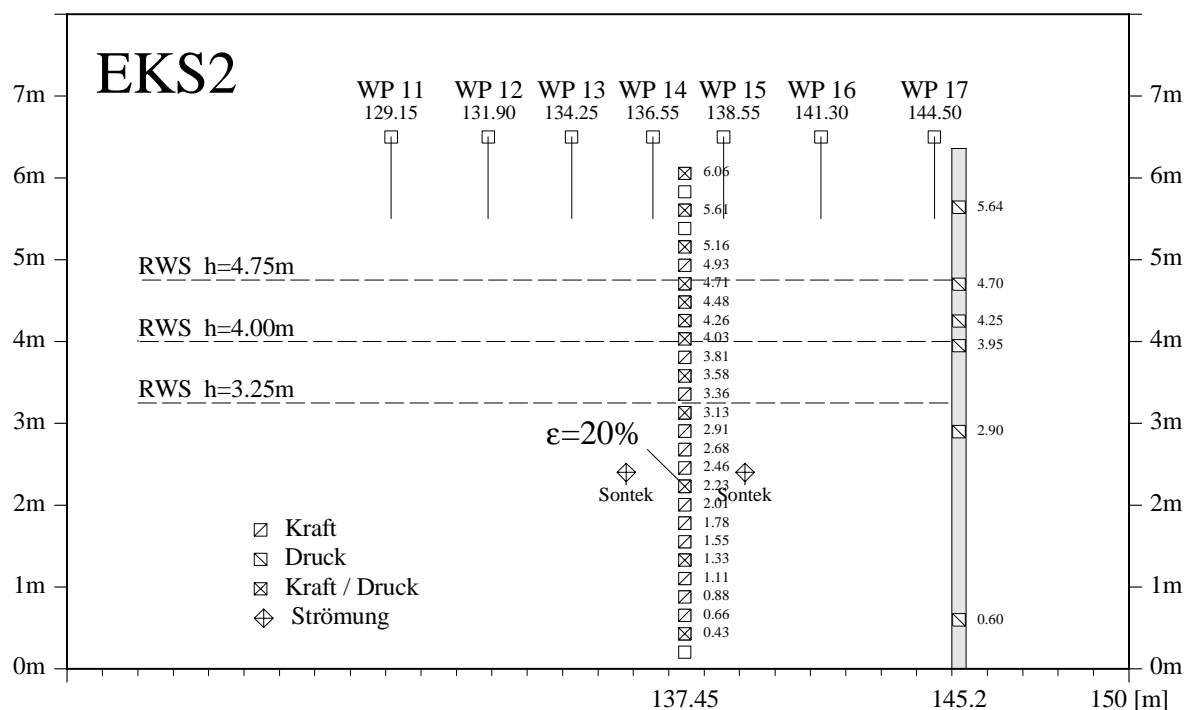


Abb. A2: Positionen der Meßaufnehmer im Nahbereich des Einkammersystems 2

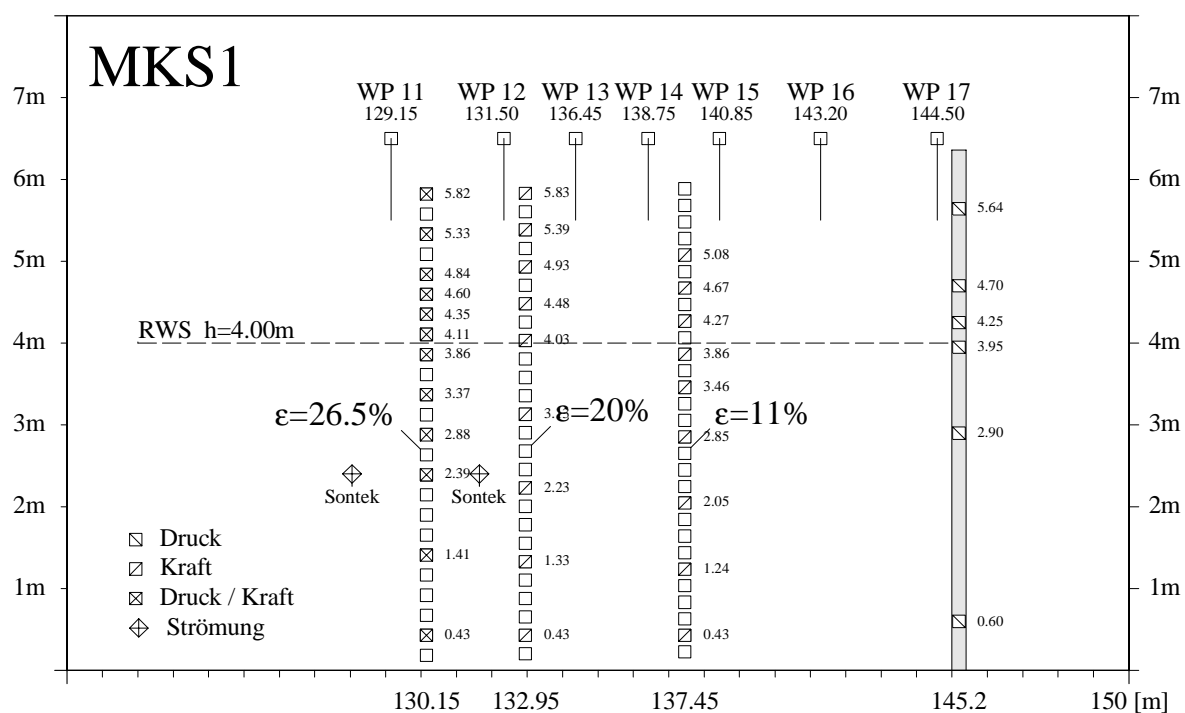


Abb. A3: Positionen der Meßaufnehmer im Nahbereich des Mehrkammersystems 1

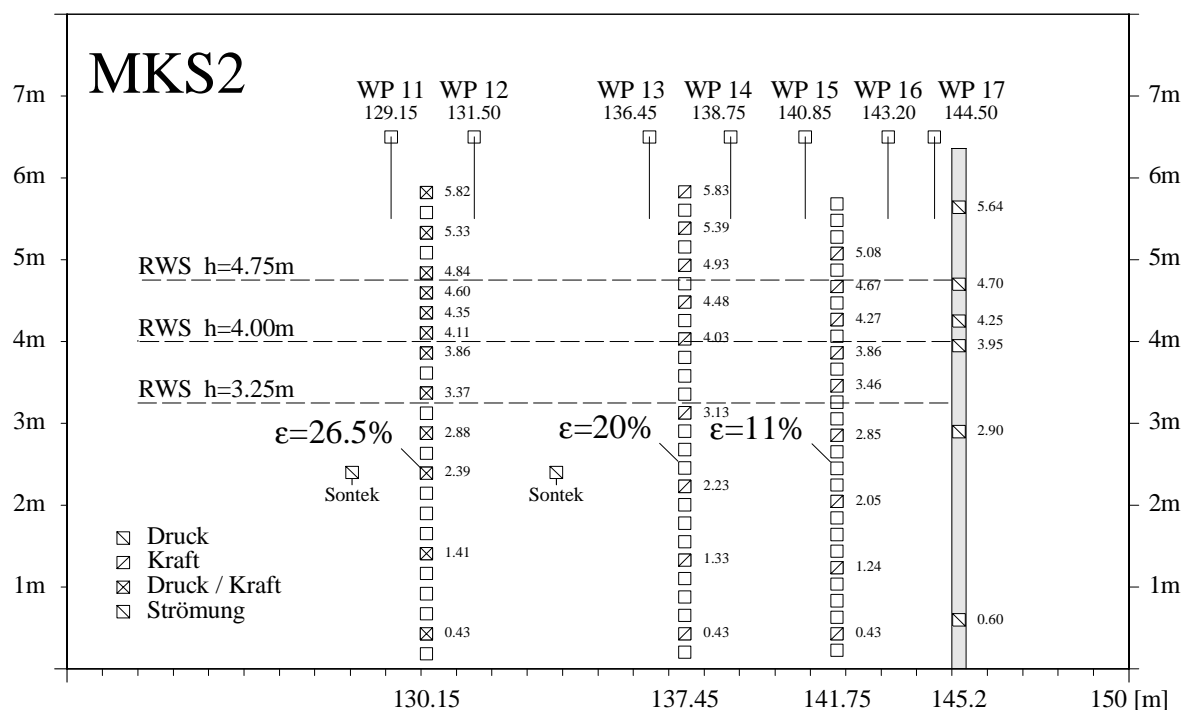


Abb. A4: Positionen der Meßaufnehmer im Nahbereich des Mehrkammersystems 2

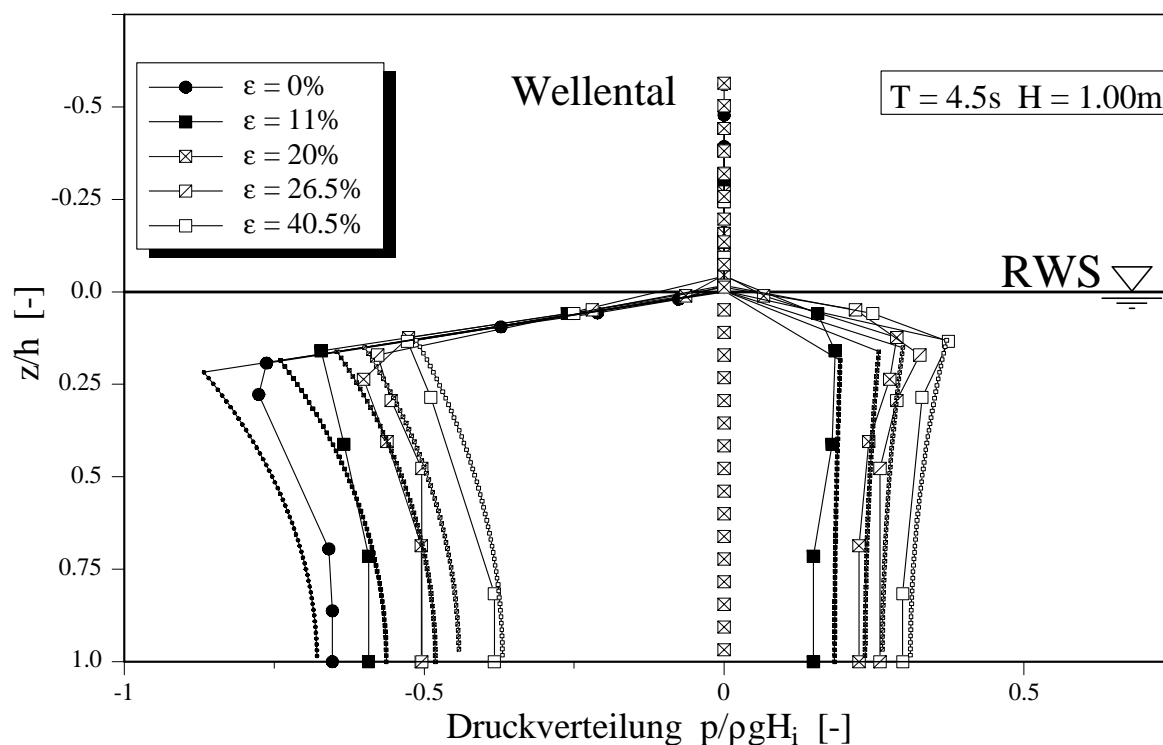


Abb. A5: Ansatz für Einzelfilter: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Druckwerte (regelmäßiger Seegang, $H = 1.0m$, $T = 4.5s$).

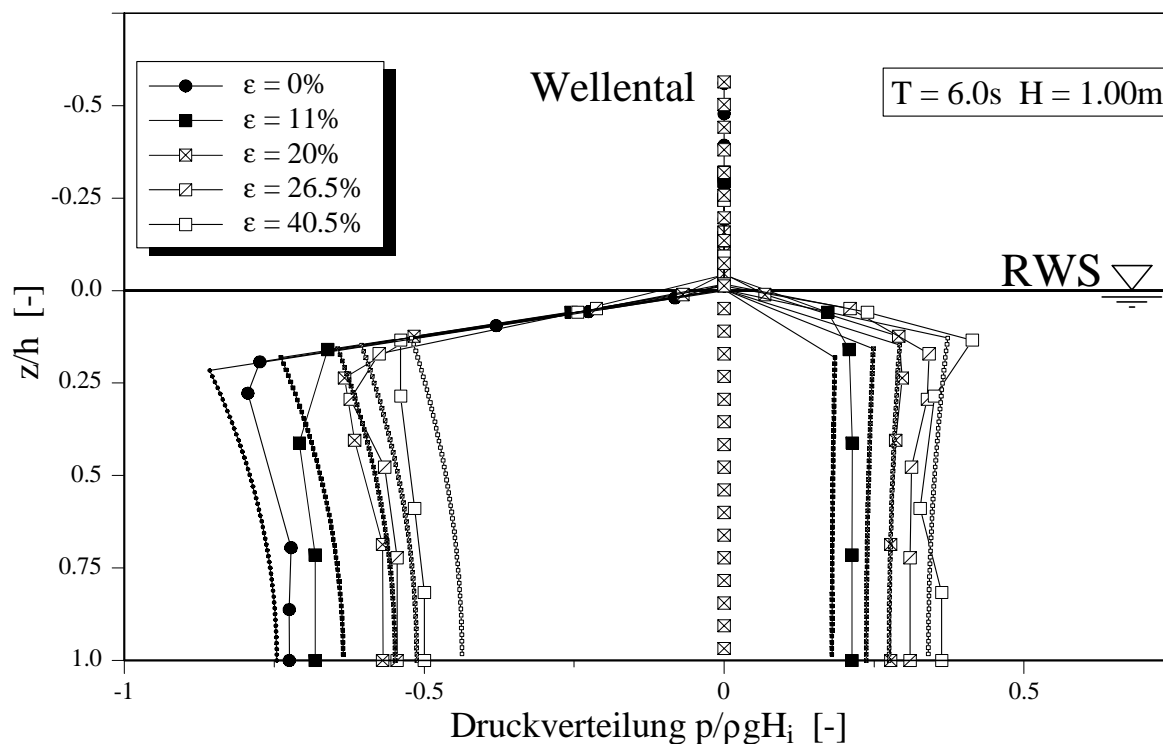


Abb. A6: Ansatz für Einzelfilter: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Druckwerte (regelmäßiger Seegang, $H = 1.0m$, $T = 6s$).

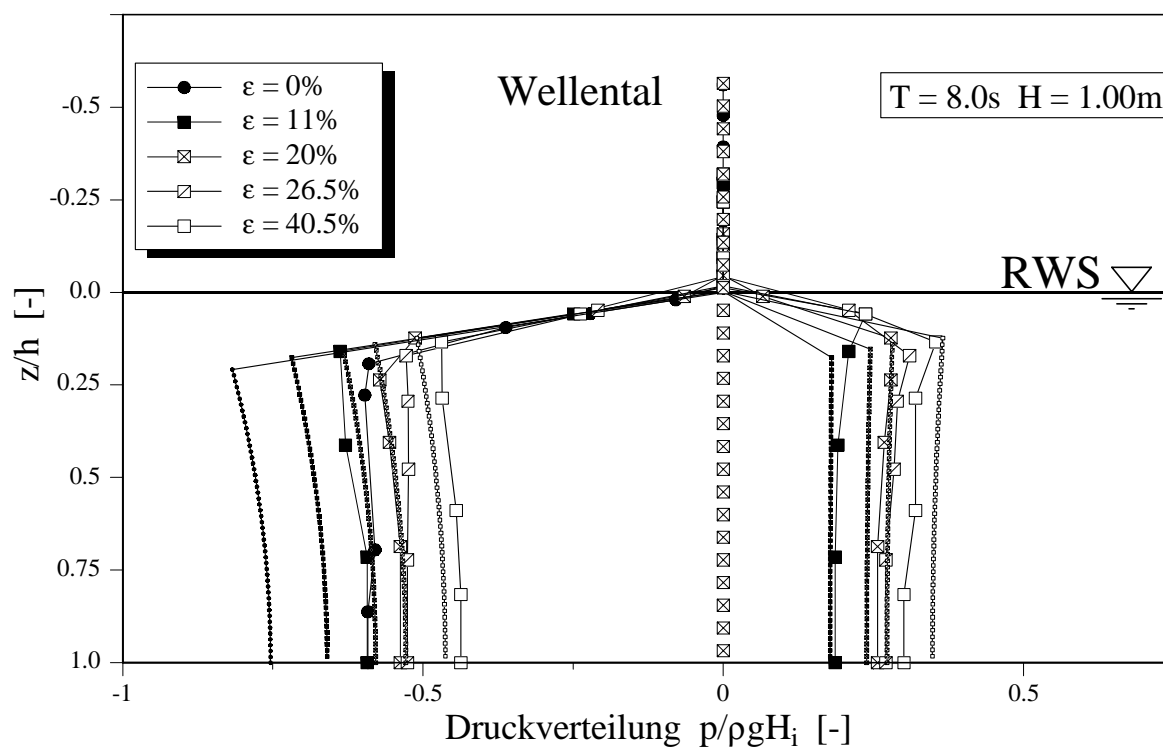


Abb. A7: Ansatz für Einzelfilter: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Druckwerte (regelmäßiger Seegang, $H = 1.0m$, $T = 8s$).

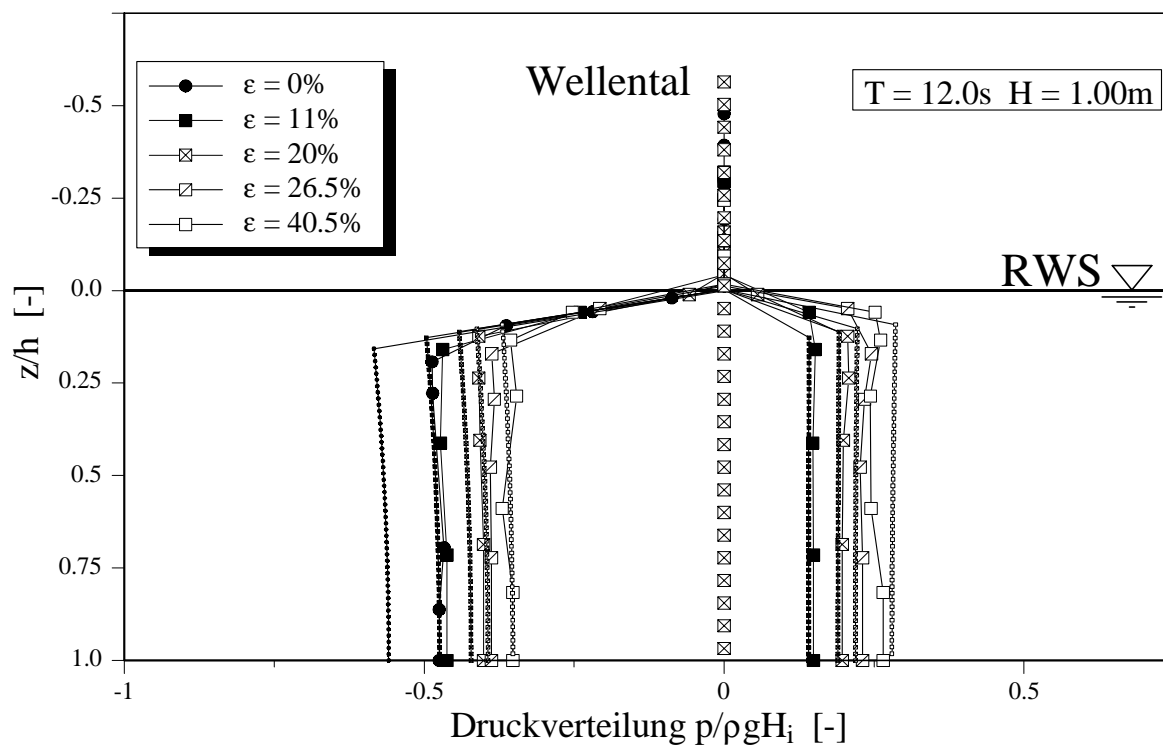


Abb. A8: Ansatz für Einzelfilter: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Druckwerte (regelmäßiger Seegang, $H = 1.0m$, $T = 12s$).

Phasenbeziehung zwischen maximaler Wasserspiegeldifferenz und maximaler Belastung an der Frontwand

Der zeitliche Abstand zwischen der maximalen Wasserspiegeldifferenz an der Frontwand $\Delta\eta$ und der maximalen Belastung F_1 steigt im Bereich von $B/L = 0.2$ an. Dieser unterschiedliche Phasenbezug wirkt sich auf den Zusammenhang zwischen $\Delta\eta$ und F_1 aus (vgl. Abschn. 6.2).

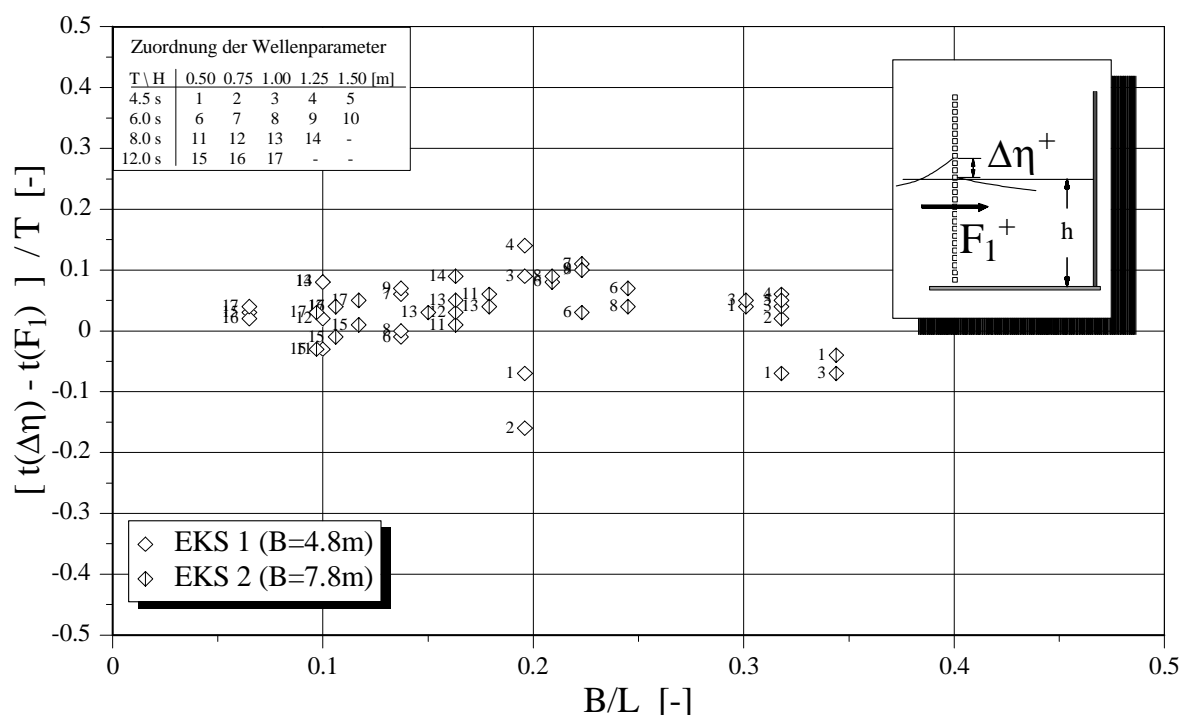
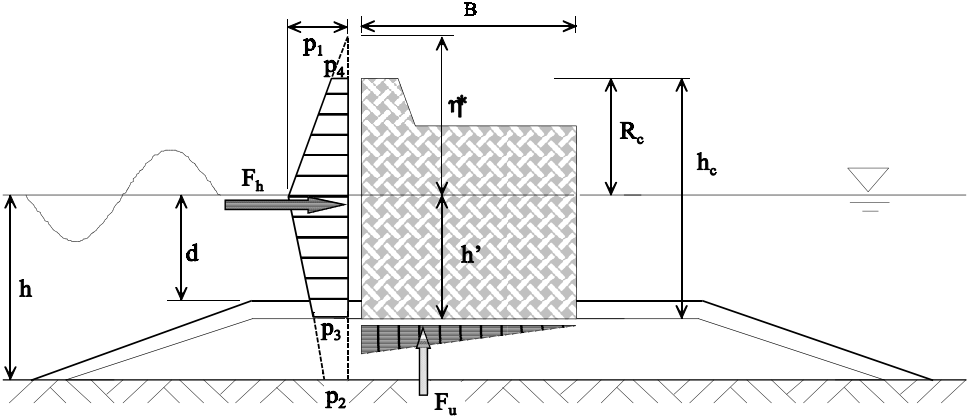


Abb. A9: Phasenbeziehung der maximalen Wasserspiegeldifferenz und der maximalen resultierenden Belastung an der durchlässigen Frontwand der Einkammersysteme.

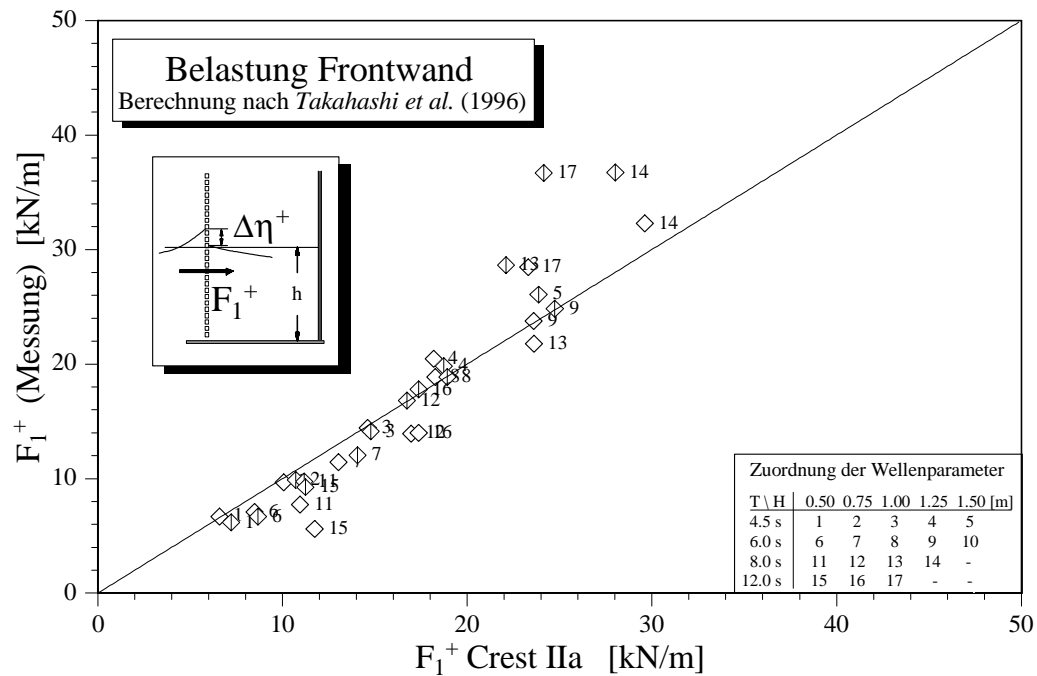
Tab. A1: Belastungsansatz nach *Goda* (1985)

	
$\eta^* = 0.75 \cdot (1 + \cos\beta) \cdot H$ $p_1 = \frac{1}{2} (1 + \cos\beta) \cdot (\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \cos^2\beta) \cdot \rho_w g H$ $p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi d/L)} ; \quad p_3 = \alpha_3 p_1$ $p_4 = \begin{cases} p_1 (1 - h_c / \eta^*) & : \eta^* > h_c \\ 0 & : \eta^* \leq h_c \end{cases}$ $p_u = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos\beta) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho_w g H$	$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left(\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right)^2$ $\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H}{d} \right)^2 ; \frac{2d}{H} \right\}$ $\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left(1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right)$
<p>β : Wellenanlaufwinkel H : Bemessungswellenhöhe (z.B. H_{\max} seewärtig der Brecherzone) h_b : Wassertiefe in einer Entfernung von $5 H_{1/3}$ seewärtig des Wellenbrechers</p> <p>Weitere Angaben zum Belastungsansatz siehe <i>Goda</i> (1985)</p>	

Tab. A2: Erweiterter Goda-Ansatz für Jarlan - Wellenbrecher von *Takahashi* (1996)

$\eta_j^* = 0.75 (1 + \cos\theta) \lambda_{j,1} H_D$ $p_{1,j} = 0.5 (1 + \cos\theta) (\lambda_{j,1} \alpha_1 + \lambda_{j,2} \alpha^* \cos^2\theta) \rho_w g H_D$ $p_{2,j} = \frac{p_{1,j}}{\cosh(2\pi h_s/L)} ; p_{3,j} = \alpha_3 p_{1,j}$ $p_{4,j} = \begin{cases} p_{1,j} (1 - R_{c,j} / \eta_j^*) & : \eta_j^* > R_{c,j} \\ 0 & : \eta_j^* \leq R_{c,j} \end{cases}$ $p_{5,j} = \alpha_5 p_{1,j}$ $p_u = 0.5 (1 + \cos\theta) \lambda_U \alpha_1 \alpha_3 \rho_w g H_D$				
$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left(\frac{4\pi h_s/L}{\sinh(4\pi h_s/L)} \right)^2$ $\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_D - d}{3h_D} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2 ; \frac{2d}{H_D} \right\}$ $\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h_s} \left(1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s/L)} \right)$ $\alpha_5 = 1 - \frac{d'}{h_s} \left(1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s/L)} \right)$ $\alpha^* = \max(\alpha_2, \alpha_1) ; \alpha_1 = \alpha_{1,0} + \alpha_{1,1}$ $R_{c,j}^* = \min(\eta_j^*, R_{c,j})$				
Bauwerksteil	λ_i	Crest I	Crest IIa	Crest IIb
durchlässiger Teil der Frontwand $p_{i,j} = p_{i,s}$	λ_{S1}	0.85	0.7	0.3
	λ_{S2}	0.4 ($\alpha^* \leq 0.75$) 0.3/ α^* ($\alpha^* > 0.75$)	0	0
undurchlässiger Teil der Frontwand $p_{i,j} = p_{i,L}$	λ_{L1}	1	0.75	0.65
	λ_{L2}	0.4 ($\alpha^* \leq 0.5$) 0.2/ α^* ($\alpha^* > 0.5$)	0	0
undurchlässige Rückwand der Wellenkammer $p_{i,j} = p_{i,R}$	λ_{R1}	0	20 $B_B/3L'$ ($B_B/L' \leq 0.15$) 1.0 ($B_B/L' > 0.15$)	1.4 ($H_D/h_s \leq 0.1$) 1.6-2 H_D/h ($0.1 < H_D/h_s < 0.3$) 1.0 ($H_D/h_s \geq 0.3$)
	λ_{R2}	0	0.56 ($\alpha^* \leq 25/28$) 0.5/ α^* ($\alpha^* > 25/28$)	0
Sohlplatte der Kammer $p_{i,j} = p_{5,M}$	λ_{M1}	0	20 $B_B/3L'$ ($B_B/L' \leq 0.15$) 1.0 ($B_B/L' > 0.15$)	1.4 ($H_D/h_s \leq 0.1$) 1.6-2 H_D/h ($0.1 < H_D/h_s < 0.3$) 1.0 ($H_D/h_s \geq 0.3$)
	λ_{M2}	0	0	0
Auftriebskraft $p_{i,j} = p_u$	λ_{U1}	1	0.75	0.65
	λ_{U2}	0	0	0

a)



b)

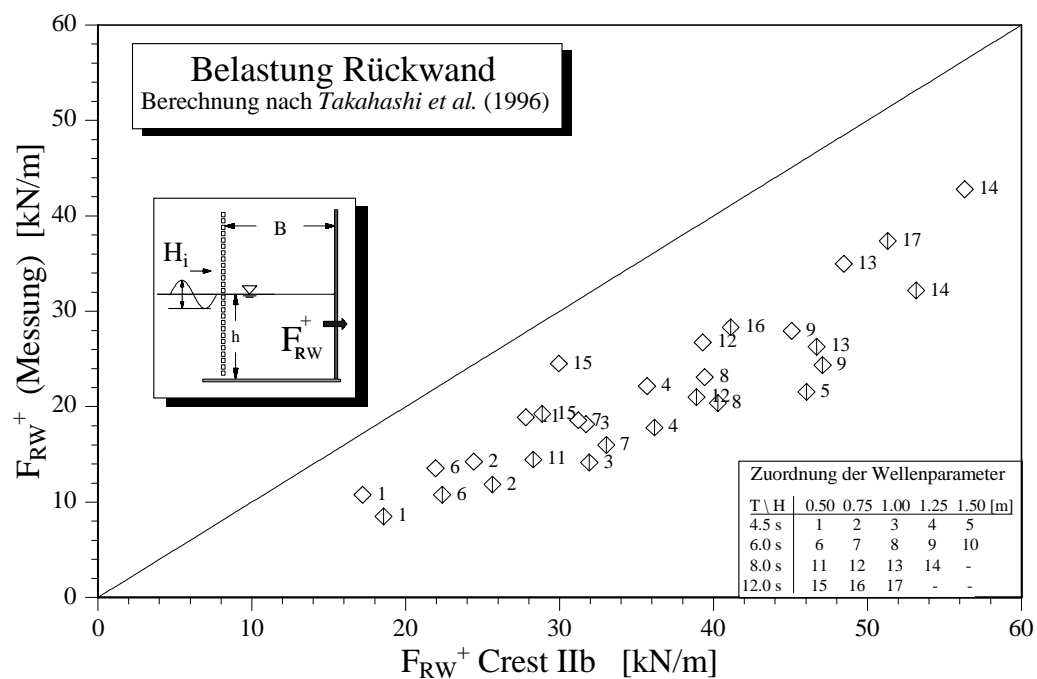
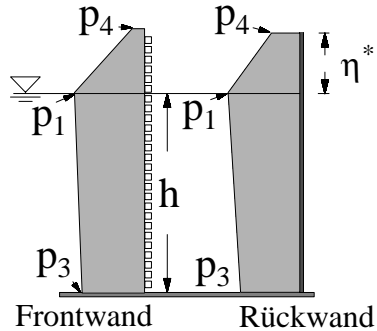
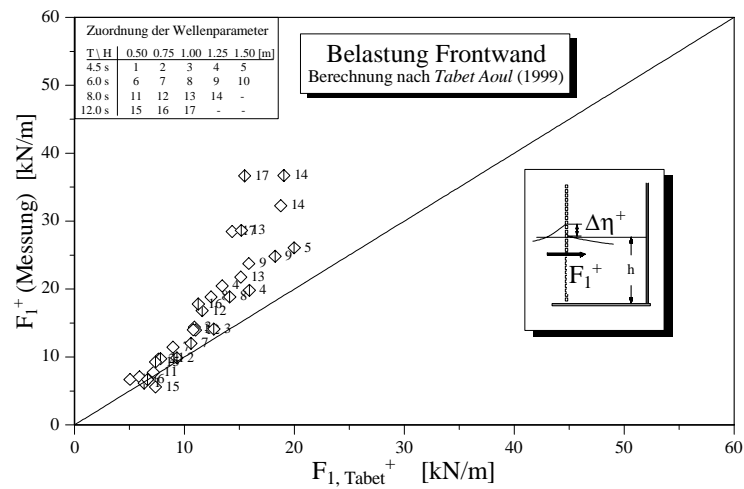


Abb. A10: Messungen an EKS1 und EKS2 im Vergleich zu den Berechnungen nach *Takahashi et al.* (1996). a) Frontwand Lastfall Crest IIa; b) Rückwand Lastfall Crest IIb. (Siehe Tab. A3).

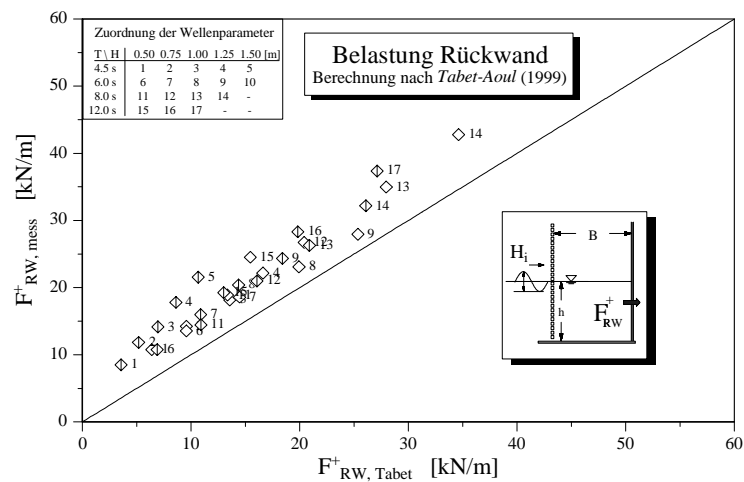
Tab. A3: Belastungsansatz nach *Tabet-Aoul* (1999)

 <p style="text-align: center;">Frontwand Rückwand</p>	
<p>Frontwand (resultierend):</p> $p_1 = 0.5 (1 + \cos\beta) \left[0.42 \alpha_1 + \frac{B}{2L} (1 + \alpha^*) \cos^2\beta \right] \rho_w g H$ $p_3 = \alpha_3 p_1$ $p_4 = \alpha_4 p_1$ <p>Rückwand:</p> $p_1 = 0.5 (1 + \cos\beta) \left[\left(0.7 - \frac{B}{L} \right)^2 \alpha_1 + \left(0.43 - \frac{B}{L} \right) (1 + \alpha^*) \cos^2\beta \right] \rho_w g H$ $p_3 = \alpha_3 p_1$ $p_4 = \alpha_4 p_1$	$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left(\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right)^2$ $\alpha^* = \max(\alpha_2, \alpha_i)$ $\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left(1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right)$ $\alpha_4 = 1 - h_c^*/\eta^*$
Wasserspiegelauslenkung vor der durchlässigen Frontwand	$\eta^* = 0.75 (1 + \cos\beta) 0.42 H$
Wasserspiegelauslenkung vor der dichten Rückwand	$\eta^* = 0.75 (1 + \cos\beta) \left(0.7 - \frac{B}{L} \right)^2 H$
Phasenbeiwert $\kappa = \frac{F_{ges}}{F_1 + F_{RW}}$	$\kappa = 1 - \left(\frac{9B}{25L} \right) + \left(\frac{11B}{4L} \right)^2 - \left(\frac{4B}{L} \right)^3 + \left(\frac{10B}{3L} \right)^4$
Hinsichtlich der Beiwerte wird auf den <i>Takahashi</i> -Ansatz (Tab. A2) verwiesen	

a)



b)



c)

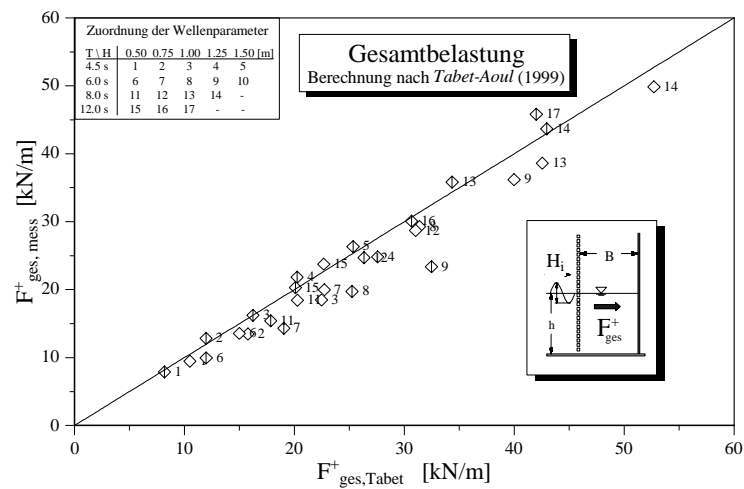


Abb. A11: Messungen an EKS1 und EKS2 im Vergleich zu den Berechnungen nach Tabet-Aoul (1999). a) Frontwand, b) Rückwand, c) Gesamtkraft. Vgl. Tab. A3.

Ermittlung der Bauwerksbelastung von Einkammersystemen - "vorläufiger" Berechnungsansatz

Der Ansatz nach *Takahashi et al.* (1996), der zur näherungsweisen Bestimmung der Druckverteilung der einzelnen Strukturelemente eines Caisson-Wellenbrechers mit Wellenkammer dient, basiert auf dem *Goda*-Ansatz (1985, vgl. Tab. A1) zur Belastungsermittlung an senkrechten undurchlässigen Bauwerken, und ist im wesentlichen empirisch hergeleitet. Der Ansatz nach *Takahashi et al.* liefert für die Frontwand relativ gute Ergebnisse (Lastfall "Crest I"), während die Belastung der Rückwand nur ungenügend beschrieben werden kann (Abb. A10). Aufgrund der in den Versuchen ermittelten variablen Lastkombinationen von Front- und Rückwand und der notwendigen Berücksichtigung der Phasenbeziehung kann darüber hinaus die Gesamtbelastung nicht mit den nach *Takahashi et al.* definierten Lastsituationen beschrieben werden.

Tabet-Aoul (1999) hat daher eine Modifikation der *Takahashi*-Methode vorgeschlagen, die in zwei Teilschritten erfolgt. Zunächst werden die maximalen Einzelasten unter Berücksichtigung eines empirisch abgeleiteten Einflusses der relativen Kammerlänge in den erweiterten Gl. nach *Takahashi* berechnet. Anschließend erfolgt die Kopplung der beiden ermittelten Maximallasten durch einen Phasenbeiwert κ :

$$F_{\text{ges}} = \kappa (F_1 + F_{\text{RW}}) \quad (\text{A1})$$

Der Anwendungsbereich wird von *Tabet-Aoul* auf $0 < B/L < 0.35$ beschränkt. Der Phasenbeiwert κ nimmt hier Werte zwischen $0.82 < \kappa < 1.0$ (mit einer maximalen Belastungsreduktion bei $B/L = 0.3$) ein. Auch wenn dieser Ansatz sehr gute Übereinstimmung von berechneter und analysierter Gesamtbelastung für die untersuchten Einkammersysteme ergibt (vgl. Abb. A11c) treten zwei signifikante Nachteile auf:

- die Wellenbelastungen sowohl der Frontwand als auch der Rückwand werden unterschätzt. Insbesondere an der Frontwand steigt die Unterschätzung mit Zunahme der Belastungen an (bis zu 50% unter den gemessenen Werten). Zur Bemessung der Einzelwände der EKS ist diese Methode ungeeignet (vgl. Abb. A11a, b)
- die Beschränkung des Gültigkeitsbereiches für κ ist nicht physikalisch sondern durch die ungünstig gewählte mathematische Funktion begründet. Die nach *Tabet-Aoul* berechnete phasenbedingte Reduzierung der Belastungen ist erheblich geringer als es die gemessenen Werte der großmaßstäblichen Versuche zeigen.

Daher soll nachfolgend ein "vorläufiger" Belastungsansatz vorgestellt werden, der die Belastungen der einzelnen Wände im EKS auf Basis der Druckverteilungen am Ein-

zelfilter ermittelt. Hierbei werden analog zu *Tabet-Aoul* Korrekturfunktionen einbezogen, die den signifikanten Kammereinfluß näherungsweise berücksichtigen. Diese empirisch ermittelten Terme werden jedoch direkt auf die Druckwerte angewandt, die veränderten Wasserspiegelauslenkungen in Kammersystemen gehen daher nur indirekt ein. Die vorgenommenen Modifikationen in Form eines in Abhängigkeit von B/L oszillierenden Terms in den Bestimmungsgleichungen zur Ermittlung der Druckwerte über die Wassertiefe ist deshalb nur bedingt geeignet, um die komplexen hydraulischen Verhältnisse in einem EKS zu wiederzugeben.

Die empirisch ermittelten Funktionen für den Einfluß der relativen Kammerlänge auf die Druckwerte vor und hinter der durchlässigen Frontwand und an der dichten Kammerrückwand sind in Abb. A12 angegeben. In Tab. A4 sind die Gleichungen zur Berechnung der Druckverteilungen an den Wänden der EKS zusammengefaßt. Die resultierenden Gesamtkräfte werden analog zur Druckintegration an Einzelfiltern unter Berücksichtigung der Wandporosität durchgeführt.

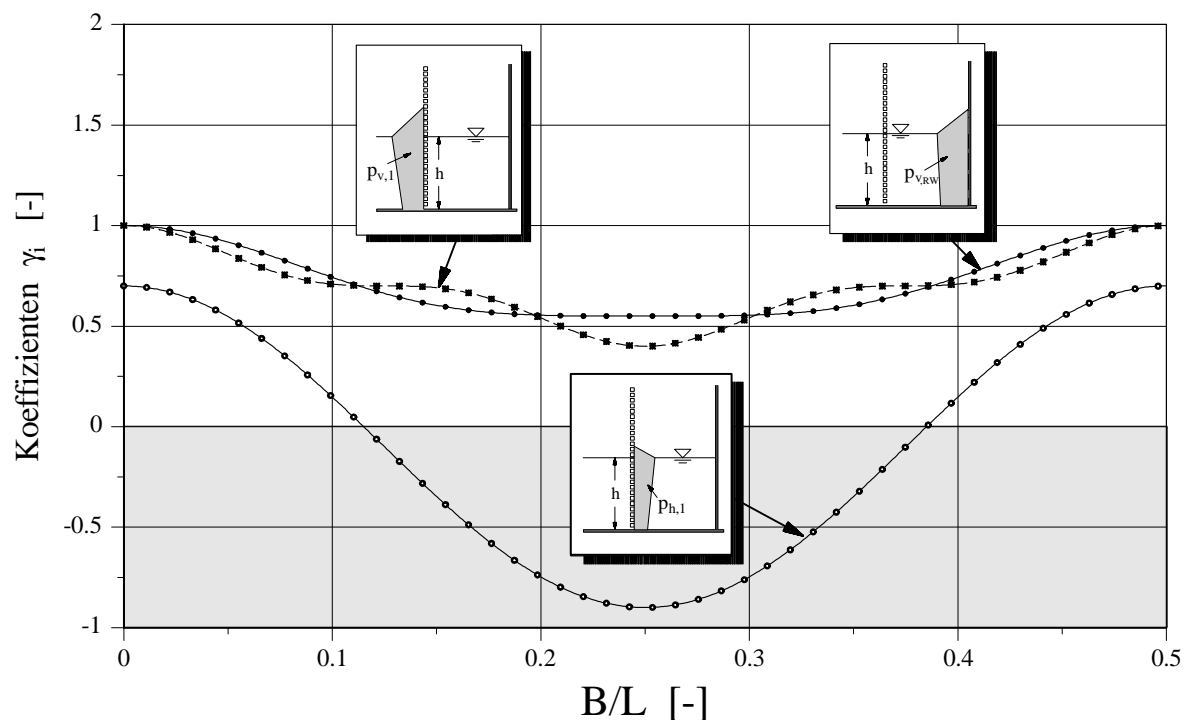


Abb. A12: Verlauf der γ -Beiwerte zur näherungsweisen Beschreibung des B/L Einflusses auf die Druckwerte an den Wänden der EKS.

Aus den resultierenden Teilbelastungen an Front- und Rückwand wird die Gesamtbelastung des Bauwerks unter Einbeziehung des aus den Versuchen im GWK ermittelten Phasenbeiwertes κ durchgeführt.

Verknüpfung der Teillasten an Front- und Rückwand

Zur Verknüpfung der rechnerisch ermittelten Teilbelastungen an Front und Rückwand wird der aus Versuchen analysierte Phasenbeiwert

$$\kappa = \frac{F_{\text{ges}}}{(F_1 + F_{\text{RW}})} \quad (\text{A2})$$

herangezogen (vgl. *Tabet Aoul*, 1999). Dieser ist in Abb. A13 in Abhängigkeit der relativen Kammerlänge B/L aufgetragen. Die analysierten Phasenbeiwerte liegen zwischen $0.45 < \kappa < 0.80$ und liegen damit weit unter den von *Tabet-Aoul* angegebenen Werten. Die Beziehung des κ -Wertes zur relativen Kammerlänge deutet darauf hin, daß der Überlagerungsprozeß nicht nur zyklisch mit $0.5B/L$ oszilliert, sondern wie bei den relativen Teillasten (Abb. 115) mit einer weiteren Schwingung überlagert ist, so daß die Funktion näherungsweise durch Gl. (A3) beschrieben werden kann.

$$\kappa = \left[0.65 + 0.15 \cos^4(kB) + 0.2 \cos^3(2kB) \right] \quad (\text{A3})$$

Der ermittelte minimale κ -Wert liegt unterhalb von 0.5 und tritt bei etwa $B/L = 0.25$ auf, da im κ -Wert nicht nur die "tatsächliche" Phasenverschiebung sondern auch die Größe der Teillasten ("Lastsymmetrie") eingeht. Für den Fall $B/L = 0$ bzw. $B/L = 0.5$ an denen die Belastung der Frontwand gegen Null geht, muß der Phasenbeiwert hingegen auf $\kappa = 1.0$ laufen, da hier die Frontwandbelastung minimal wird und somit $F_{\text{ges}} = F_{\text{RW}}$ gilt.

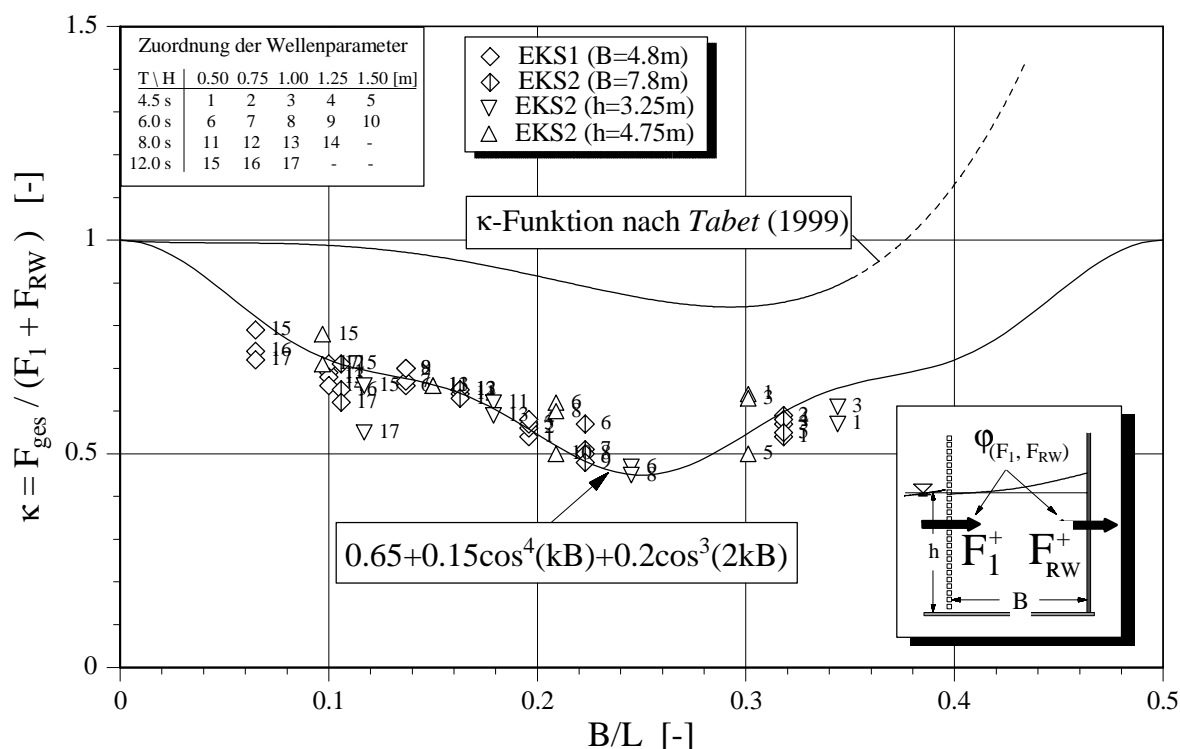
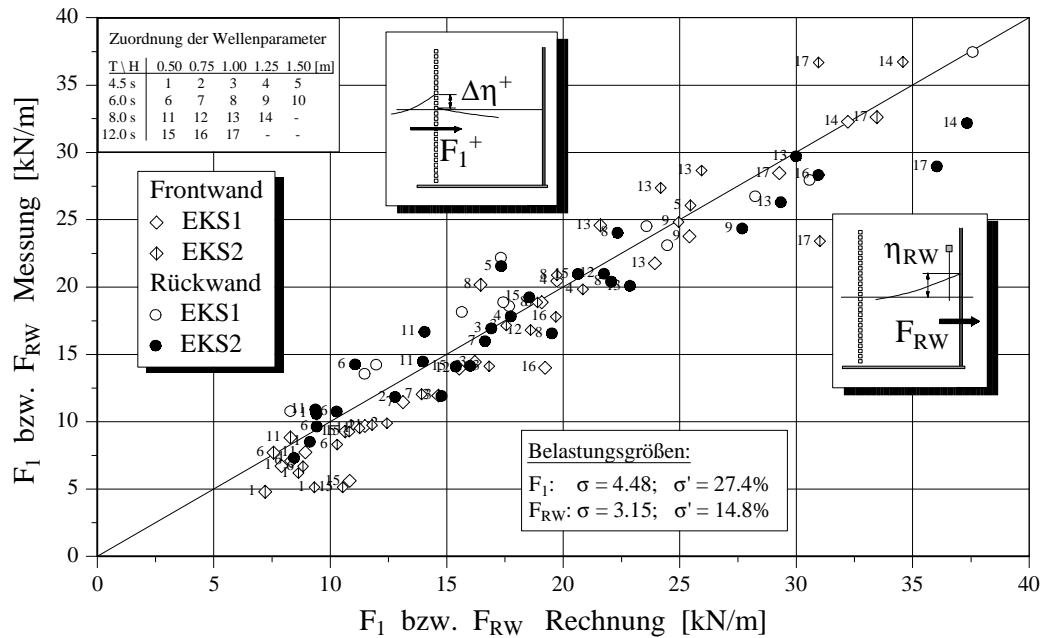


Abb. A13: Aus den Messungen ermittelter Phasenbeiwert κ in Abhängigkeit der relativen Kammerlänge B/L .

Die Front und Rückwandbelastung wird im Trend relativ gut wiedergegeben, wobei teilweise höhere Abweichungen vom Meßwert auftreten (Abb. A14). Die Verknüpfung der gemessenen Teillasten zur resultierenden Gesamtbelastung des Bauwerks wurde über die ermittelte κ -Funktion (Gl. A3) durchgeführt. Im wesentlichen ergibt der Ansatz unter Verwendung der Gleichungen (Tab. A4) eine konservative Ermittlung der resultierenden Gesamtbelastungen der EKS, so daß eine zweckmäßige Vorbemessung erfolgen kann.

Bei Wellenspektren werden sowohl die Teillasten, als auch die Gesamtbelastung um etwa bis zu 30% überschätzt, wie für die Belastungen $F_{1/10}$ und $F_{1/3}$ in Abb. A15a sowie in Abb. A15b erkennbar ist. Lediglich kurzperiodische Wellen, die insgesamt geringere Gesamtbelastungen hervorrufen, werden durch die vorgestellte Methode leicht unterschätzt (bis rd. 10-15%).

a)



b)

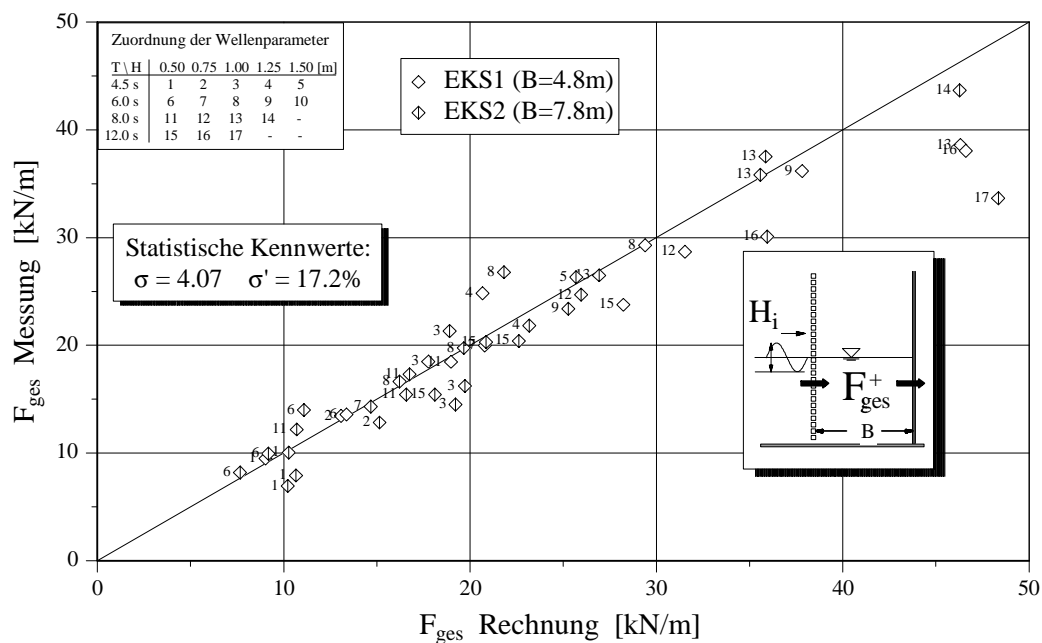
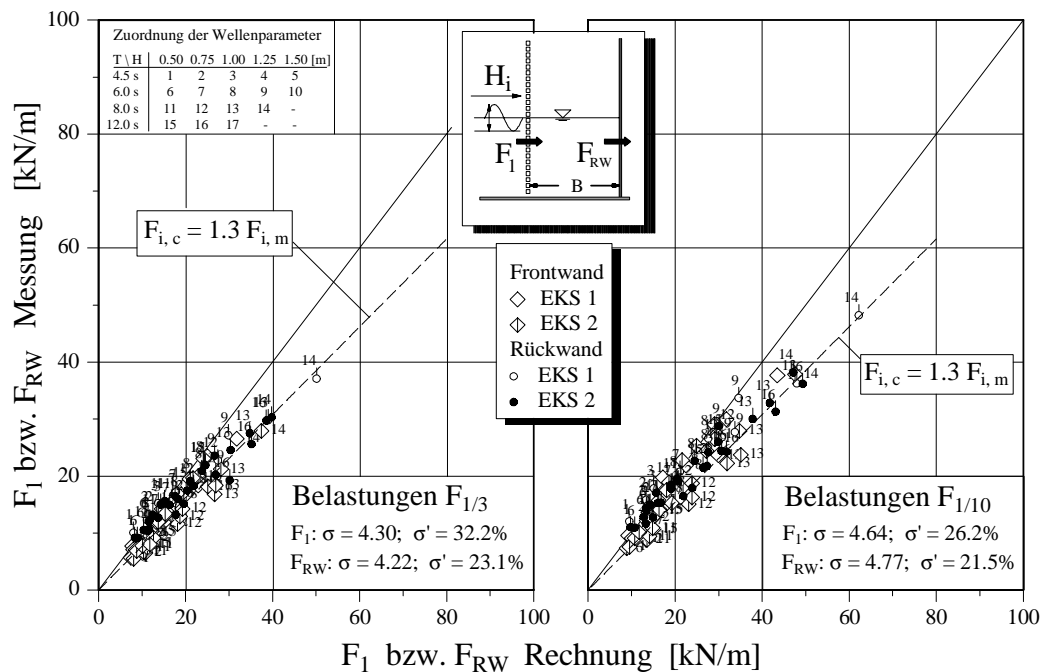


Abb. A14: Vergleich gemessener und berechneter Horizontalbelastungen a) an Front- und Rückwand der Einkammersysteme und b) am Gesamtbauwerk (regelmäßiger Seegang).

a)



b)

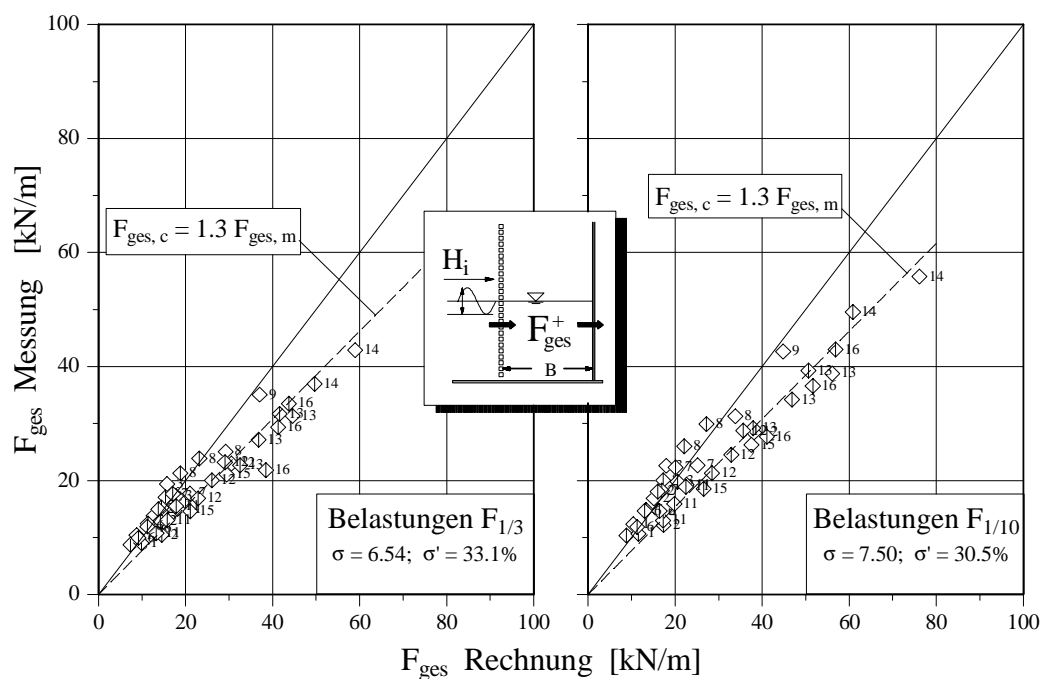


Abb. A15: Gegenüberstellung gemessener und berechneter Horizontalbelastungen; a) an Front- und Rückwand der Einkammersysteme und b) am Gesamtbauwerk (Wellenspektren; links: $F_{1/3}$, rechts: $F_{1/10}$).

Lastangriffspunkte der Teil- und Gesambelastungen

Die für die maximale Horizontalkraft in Wellenanlaufichtung ermittelten Lastangriffspunkte (reguläre Wellen) lassen sich unter Berücksichtigung der Wellenhöhe näherungsweise mit

$$z_s = 0.55(h + H_i/3) \quad (\text{A4})$$

direkt aus den Versuchen bestimmen. Abweichungen beschränken sich auf niedrigere Wellenhöhen, bzw. auf B/L Bereiche, bei denen die jeweiligen Lastgrößen F_1 oder F_{RW} nicht ausgeprägt sind. Die Lastangriffspunkte variieren am stärksten an der Frontwand, die beidseitig von wechselnden Wasserspiegellagen betroffen ist. Hebelarme der Rückwandbelastung und der Gesamtkraftkraft der EKS werden mit Gl. (A4) eher konservativ beschrieben (Abb. A16).

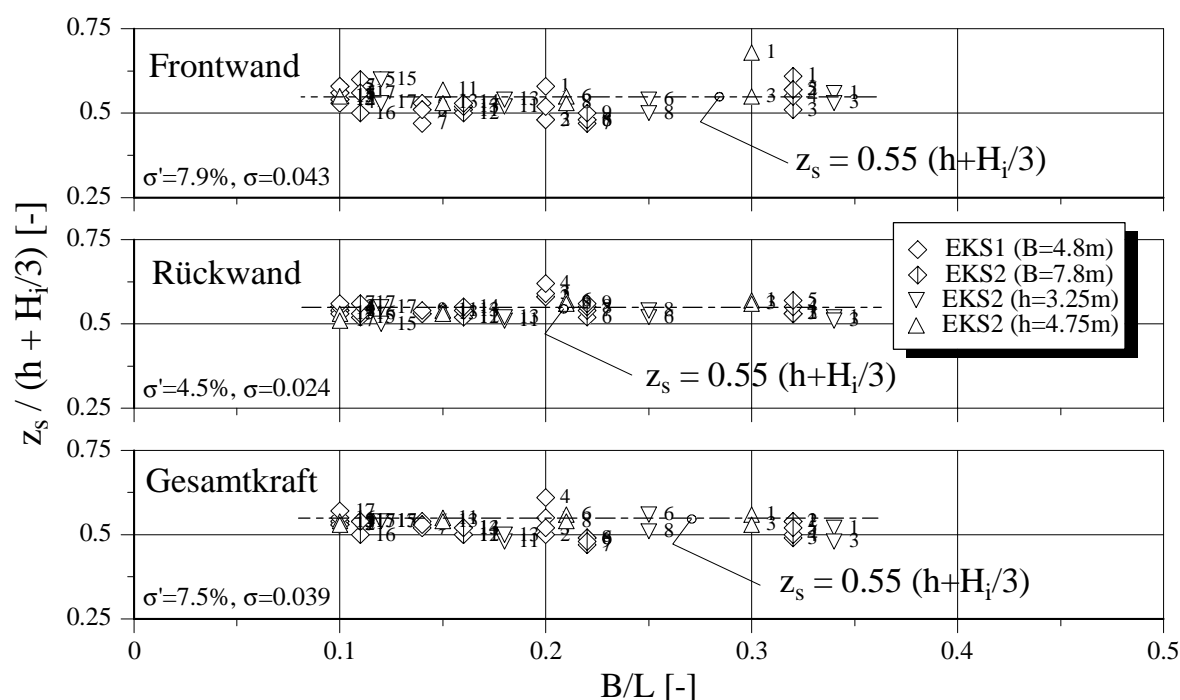
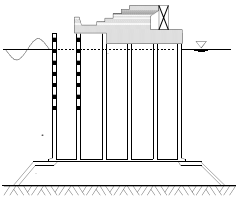
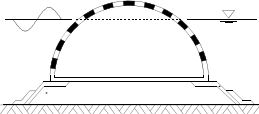
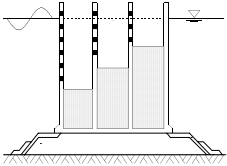
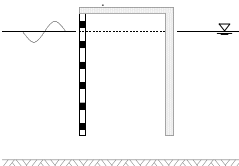
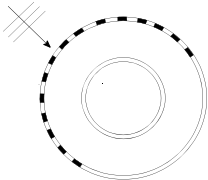
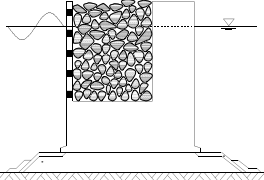


Abb. A16: Bezogene Lastangriffspunkte im EKS (reguläre Wellen)

Innovative Bauwerke zur Wellendämpfung

Wie eingangs erwähnt, wurde bereits eine Vielzahl von Varianten von Küstenschutzbauwerken in Modellversuchen und in der Natur getestet, um möglichst optimale Eigenschaften hinsichtlich der Wellenreflexion und der Seegangsbelastung zu entwickeln. Abschließend sind in der nachfolgenden Tabelle beispielhaft einige dieser Modifikationen zur Verbesserung der Reflexionseigenschaften von Caisson-Wellenbrechern zusammengestellt sowie deren spezielle Eigenschaften genannt.

Tab. A5: Beispiele innovativer Modifikationen von Wellenbrechern

 <p>z.B. Pusan Port</p>	<p>Ausbildung der Caissonkappe</p> <ul style="list-style-type: none"> • Verringerung des Wellenüberlaufs • Erhöhung der Dissipation 	<p><i>Lee et al. (1994)</i></p>
 <p>z.B. Miyazaki Port</p>	<p>Abgerundete Außenschale der Wellenkammer</p> <ul style="list-style-type: none"> • Zus. Energiedissipation durch Wellenbrechen • Erhöhung der Wasserqualität durch Austausch 	<p><i>Sasajima et al. (1994)</i></p>
 <p>z.B. Porto Torres, Sardinien</p>	<p>Teilfüllung der Kammern</p> <ul style="list-style-type: none"> • Vergrößerung der Auflast • Erhöhung der Geschw. an den durchlässigen Wänden 	<p><i>Franco et al. (1997)</i></p>
 <p>z.B. Australien</p>	<p>Teilverbau</p> <ul style="list-style-type: none"> • Wasseraustausch • Einsparung von Baukosten 	<p><i>Cox (1998)</i></p>
 <p>z.B. Sakai Port</p>	<p>Krümmung im Grundriß</p> <ul style="list-style-type: none"> • Streuung der Reflexionen • Minderung der Druckschlaggefahr 	<p><i>Ojima et al. (1994)</i></p>
 <p>z.B. Shimoda Port</p>	<p>Füllung der Wellenkammer mit großen Steinen</p> <ul style="list-style-type: none"> • Erhöhung der Dissipation • Vergrößerung der Auflast 	<p><i>Mutoh (1994)</i></p>